



TUGAS AKHIR – RC 14 -1501

**PERENCANAAN PERKUATAN TANAH UNTUK
PELABUHAN KAPAL PESIAR ZONA B MARINA
BOOM BANYUWANGI**

AFIDATUL DWI NANDA
NRP. 3114100095

Dosen Pembimbing I :
Ir. Suwarno, M.Eng

Dosen Pembimbing II :
Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc, Ph.D

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2018



TUGAS AKHIR – RC 14-1501

**PERENCANAAN PERKUATAN TANAH UNTUK
PELABUHAN KAPAL PESIAR ZONA B MARINA
BOOM BANYUWANGI**

AFIDATUL DWI NANDA
NRP. 3114100095

Dosen Pembimbing I :
Ir. Suwarno, M.Eng

Dosen Pembimbing II :
Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc, Ph.D

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2018



FINAL PROJECT – RC 14-1501

LAND STRENGTHENING PLAN FOR PORT SHIPPING ZONE B OF MARINA BOOM BANYUWANGI

AFIDATUL DWI NANDA

NRP. 3114100095

Supervisor I :

Ir. Suwarno, M.Eng

Supervisor II :

Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc, Ph.D

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT

Faculty of Civil Engineering, Environment and Geo Engineering

Sepuluh Nopember Institute of Technology

Surabaya

2018

**PERENCANAAN PERKUATAN TANAH UNTUK
PELABUHAN KAPAL PESIAR ZONA B MARINA BOOM
BANYUWANGI**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

AFIDATUL DWI NANDA

NRP. 3114100095

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

Ir. Suwarno, M.Eng

Prof.Ir. Noor Endah, M.Sc, Ph.D



**SURABAYA
JULI 2018**

**PERENCANAAN PERKUATAN TANAH UNTUK
PELABUHAN KAPAL PESIAR ZONA B MARINA BOOM
BANYUWANGI**

Nama Mahasiswa : Afidatul Dwi Nanda
NRP : 3114100095
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Pembimbing : Ir. Suwarno, M.Eng
Prof.Ir. Noor Endah , M.Sc. , Ph.D

PT Pelabuhan Indonesia III (Persero) atau Pelindo III melalui unit usahanya PT Pelindo Properti Indonesia bekerjasama dengan Pemkab Banyuwangi memulai pengembangan kawasan pelabuhan wisata bahari. Lokasi pengembangan Pelabuhan Marina Boom Banyuwangi terletak pada Kelurahan Kampung Mandar, Kecamatan Banyuwangi, Kabupaten Banyuwangi. Boom Marina Banyuwangi yang dikembangkan sebagai dermaga terintegrasi untuk yacht (kapal layar ringan). Kawasan Marina direncanakan sebagai pelabuhan yang dapat menampung 150 kapal pesiar yacht. Kawasan tersebut memiliki kondisi topografi bibir pantai yang berbeda. Kondisi tanah diarea dermaga NSPT kurang dari 10 hingga kedalaman 10 meter dengan tipe tanah pasir.

Konsep perencanaan Pelabuhan Marina Boom Banyuwangi meliputi perataan bibir pantai (cut and fill), pendalaman kolam pelabuhan (dredging), dan perkuatan lereng. Pada perataan bibir pantai sepanjang kawasan marina perlu dilakukan pengelompokan (zonasi) cut and fill untuk memudahkan penentuan tinggi timbunan dan mempermudah dalam pelaksanaan. Pengerukan sea bed sedalam maksimum 4 meter dan adanya beberapa kondisi sea bed yang tidak sama, perlu dilakukan analisa stabilitas ulang untuk mengetahui berapa angka analisa stabilitas

perkuatan. Perkuatan yang digunakan sebagai alternatif lereng tegak adalah sheet pile dan secant pile. Perkuatan yang dapat digunakan sebagai alternatif lereng miring adalah gabion-geogrid, geotextile wall dan geobag-geogrid. Selain kapal yacht, kapal Katamaran direncanakan akan singgah di Marina Boom Banyuwangi. Sehingga dilakukan perencanaan dermaga tipe quay, perencanaan dinding dermaga menggunakan perkuatan berupa sheet pile.

Berdasarkan hasil analisis perencanaan dermaga menggunakan sheet pile steel tipe NS-SP-50H dengan panjang 16 m. Berdasarkan hasil analisis lereng tegak, lereng tegak tipe sheet pile menggunakan steel sheet pile dengan tipe NS-SP-45H sepanjang 15,7 m dan lereng tegak tipe secant pile menggunakan steel pipe pile diameter 0,6 m sepanjang 15,7 m dengan tulangan 10D22. Berdasarkan analisis lereng miring, perkuatan lereng miring Gabion-geogrid dengan kemiringan 1:1,5 membutuhkan gabion berdimensi panjang 2 meter lebar 2 meter dan tebal 0,5 meter serta kebutuhan Gabion 8.500 buah. Alternatif perkuatan lereng miring Geobag dengan kemiringan 1:1,5 membutuhkan geobag berdimensi panjang 1 meter lebar 1 meter dan tebal 0,2 meter serta kebutuhan geobag sebanyak unit. Alternatif geotextile wall dengan kemiringan 1:1,5 membutuhkan geotextile sebanyak 7 lapis dengan panjang dengan total panjang geotextile sepanjang 52,5 m dengan kekuatan bahan (Tult) sebesar 31,5 kN/m. Alternatif perkuatan lereng yang terpilih adalah alternatif yang aman dan ekonomis. Berdasarkan perbandingan harga material maka dipilih sheet pile untuk perkuatan tegak , gabion-geogrid untuk perkuatan miring.

Kata kunci : Perkuatan Tanah, Pelabuhan, Turap, Geotextile, Banyuwangi.

LAND STRENGTHENING PLAN FOR PORT SHIPPING ZONE B OF MARINA BOOM BANYUWANGI

Name : Afidatul Dwi Nanda
NRP : 3114100095
Department : Civil Engineering FTSLK-ITS
Supervisor : Ir. Suwarno, M.Eng
Prof.Ir. Noor Endah , M.Sc. , Ph.D

PT Pelabuhan Indonesia III (Persero) or Pelindo III through its business unit PT Pelindo Properti Indonesia in cooperation with Banyuwangi Regency started the development of marine tourism port area. The development location of Marina Boom Banyuwangi Port is located in Kampung Mandar Village, Banyuwangi District, Banyuwangi Regency. Boom Marina Banyuwangi is developed as an integrated dock for yachts. Marina area is planned as a port that can accommodate 150 yachts. The area of the beach has different kind of topograhpy. The soil conditions at the NSPT docks are less than 10 to 10 meters depth with the type of sand soil.

The planning concepts of Marina Boom Banyuwangi Port include coastal clearing (cut and fill), deepening of harbor ponds (dredging), and percutaneous slopes. On the shoreline of the beach along the marina area needs to be done cut and fill (zonation) to facilitate the determination of height of embankment and facilitate the implementation. Sea bed dredging maximum 4 meters deep and the presence of several sea bed conditions are not the same, it is necessary to do re-stability analysis to find out how the number of reinforcement stability analysis. Strengths used as alternatives to upright slopes are sheet pile and secant pile. Reinforcement that can be used as an alternative to the sloping slope is gabion-geogrid,

geotextile All and geobag-geogrid. In addition to yacht boats, Katamaran vessel is planned to stop at Marina Boom Banyuwangi so that done quay type quay planning, wall dock planning using reinforcement in the form of sheet pile.

Based on the analysis of dock planning using sheet pile steel type NS-SP-50H with length 16 m. Based on upright slope analysis, slope of cantilever sheet pile type using steel sheet pile with type of NS-SP-45H along 15,7 m and erect slope type secant pile using steel pipe pile 0,6 m diameter along 15,7 m with reinforcement 10D22. Based on oblique slope analysis, sideways slope of Gabion with a slope of 1: 1.5 requires gabion dimension length 2 meters width 2 meters and 0.5 meters thick and Gabion needs 8,500 pieces. Alternative sideways slopes Geobag with a slope of 1: 1.5 requires geobag dimension length 1 meter width 1 meter and 0.2 meters thick and geobag needs of 21,080 units. Alternative geotextile with slope of 1: 1,5 requires geotextile as much as 7 layers of varying length with total length of geotextile along 52,5 m with material strength (Tult) of 31,5 kN / m. The preferred slope retrofit alternative is a safe and economical alternative. Based on the comparison of material prices then selected sheet pile for vertical strengthening, gabion-geogrid for sideways strengthening.

Keywords: Soil Strengthening, Ports, Wall Protection, Geotextile, Banyuwangi.

KATA PENGANTAR

Puji syukur, Alhamdulillah penulis panjatkan kehadiran Allah SWT atas limpahan rahmat, hidayah, dan bantuan-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul “PERENCANAAN PERKUATAN TANAH UNTUK PELABUHAN KAPAL PESIAR ZONA B MARINA BOOM BANYUWANGI”. Tugas Akhir ini disusun sebagai salah satu persyaratan untuk memperoleh gelar sarjana pada Departemen Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Pada kesempatan ini penulis menyampaikan ucapan terima kasih kepada :

1. Keluarga yang telah banyak memberikan motivasi, semangat, dan doa untuk menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Ir. Suwarno, M.Eng selaku dosen pembimbing 1 dan Ibu Prof. Ir. Noor Endah, M.Sc, Ph.D selaku dosen pembimbing 2 yang telah banyak memberikan saran dan kritik serta bimbingan.
3. Seluruh dosen pengajar Departemen Teknik Sipil FTSLK ITS yang telah banyak memberi ilmu selama penulis menempuh kuliah.
4. Sahabat Afidatul Dwi Nanda yang telah banyak memberi dorongan, semangat dan doa selama ini.
5. Rekan-rekan mahasiswa angkatan S-57 khususnya Grup “Senggol Bacok” dan seluruh rekan Departemen Teknik Sipil FTSLK-ITS yang telah memberikan semangat serta keakraban selama masa studi kuliah.

Penulis menyadari bahwa Proposal Tugas Akhir ini belum sempurna, oleh karena itu saran dan masukan sangat diharapkan untuk perbaikan pada masa yang akan datang.

Surabaya, Juli 2018

Penulis

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

DAFTAR ISI

ABSTRAK	iv
ABSTRACT	vi
KATA PENGANTAR.....	viii
DAFTAR ISI	xi
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR TABEL	xix
BAB I	1
PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	4
1.3 Tujuan.....	4
1.4 Batasan Masalah.....	5
1.5 Manfaat.....	5
BAB II.....	7
TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1 Pasang Surut Air Laut & Bathimetri	7
2.2 Parameter Tanah.....	8
2.3 Kolerasi Parameter Tanah	9
2.4 Tegangan Tanah Lateral	12
2.4.1 Tekanan Tanah Saat Diam.....	12
2.4.2 Tekanan Tanah Aktif dan Pasif	15

2.5	Perencanaan Pondasi Dalam.....	18
2.5.1	Perencanaan Tiang Pancang	18
2.5.2	Daya Dukung Tiang.....	18
2.5.3	Daya Dukung Pondasi Metode Luciano Decourt	20
2.4.3	Daya Dukung Tiang Group	21
2.4.4	Kontrol Tiang Pancang	22
2.6	Perkuatan Lereng Tegak.....	27
2.6.1	Sheet Pile	27
2.6.2	Secant Pile	29
2.7	Perkuatan Lereng Miring.....	31
2.7.1	<i>Gabion</i>	31
2.7.2	<i>Geogrid</i>	35
2.7.3	Geotextile	37
2.7.4	<i>Geobag</i>	38
2.8	Metode Analisis Kestabilan Menggunakan Program Bantu 41	
2.8.1	Teori Bishop	42
2.8.2	Program Bantu Dxstabl	43
2.8.3.	Program Bantu Plaxis	44
2.8.4.	Program Bantu SAP 2000 & PCA COL.....	44
2.9	Perencanaan Dermaga	44
2.9.1	Karakteristik Kapal.....	45
2.9.2	Perencanaan Beban Pelabuhan	46

2.9.3	Evaluasi Layout Dermaga	51
2.9.4	Struktur Dermaga	54
BAB III.....		57
METODOLOGI		57
3.1	Alir Metodologi.....	57
3.2	Penjelasan Bagan Alir	60
BAB IV		63
ANALISA DATA		63
4.1	Analisa Data Tanah	63
4.2	Analisa Pasang Surut.....	70
4.3	Analisa Bathymetri.....	70
4.4	Analisa Beban.....	72
4.4.1	Pembebanan Vertikal	72
4.4.2	Pembebanan Horizontal.....	72
4.5	Evaluasi <i>Layout</i>	77
4.5.1	Lebar alur masuk	77
4.5.2	Panjang alur masuk (<i>stopping distance</i>).....	78
4.5.3	Kedalaman alur masuk	78
4.5.4	Kebutuhan lebar, panjang & kedalaman kolam dermaga	78
4.5.5	Hasil Evaluasi <i>Layout</i> Dermaga	79
BAB V		81
PERENCANAAN DERMAGA DAN BIBIR PANTAI		81

5.1	Perencanaan Dermaga <i>Quay Wall</i>	81
5.1.1	Perencanaan Balok Dermaga	81
5.1.2	Perencanaan Pelat Dermaga	86
5.1.3	Perencanaan Pondasi <i>Boulder-Fender</i>	92
5.1.4	Perencanaan Pile Cap	104
5.1.5	Perencanaan Dinding Dermaga	106
5.2	Perencanaan Perkuatan Lereng Tegak.....	114
5.2.1.	Perencanaan Lereng Tegak dengan <i>Sheet Pile</i> ..	114
5.2.2.	Perencanaan <i>Secant Pile</i>	122
5.3	Perencanaan Perkuatan Lereng Miring.....	123
5.3.1	Perencanaan <i>Geotextile Wall</i>	124
5.3.2	Perencanaan <i>Gabion-Geogrid</i>	132
5.3.3	Perencanaan <i>Geobag-Geogrid</i>	140
5.4	Perbandingan Harga Material	147
BAB VI.....		149
KESIMPULAN		149
DAFTAR PUSTAKA.....		153

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Lokasi Pelabuhan Marina Boom Banyuwangi	2
Gambar 1. 2 layout Rencana Pelabuhan Marina Boom Banyuwangi	2
Gambar 2. 1 Ilustrasi Timbunan Pada Lereng.....	9
Gambar 2. 2 Takanan Tanah Dalam Keadaan Diam.....	13
Gambar 2. 3 Distribusi Tekanan Tanah Dalam Keadaan Diam Pada Tembok.....	14
Gambar 2. 4 Distribusi Tekanan Tanah Dalam Diam (a) Tekanan Tanah (b) Tekanan Air Pori.....	14
Gambar 2. 5 Lingkaran Mohr b Pada Tekanan Tanah Aktif	16
Gambar 2. 6 Diagram Distribusi Tekanan Tanah Aktif	16
Gambar 2. 7 Lingkaran Mohr a Pada Tanah Pasif	17
Gambar 2. 8 Diagram Distribusi Tekanan Tanah Pasif.....	17
Gambar 2. 9 Mekanisme transfer beban pondasi tiang	19
Gambar 2. 10 Effisiensi Tiang Grup	22
Gambar 2. 11 Posisi titik jepit tiang pancang.....	23
Gambar 2. 12 Koefisien variasi (f) untuk tiang pancang yang menerima beban lateral	25
Gambar 2. 13 Koefisien-koefisien untuk tiang pancang yang menerima beban lateral pada kondisi II.....	26
Gambar 2. 14 Cantilever Sheet Pile Pada Tanah Pasir.....	29
Gambar 2. 15 Layput Secant Pile (a) independent pile (b) S pattern (c) line pattern (d) overlapping pattern (e) mix pattern.....	30
Gambar 2. 16 <i>Gravity Wall</i> (MGS, 2017)	32
Gambar 2. 17 Ilustrasi <i>Gabion</i>	35
Gambar 2. 18 Ilustrasi <i>Geobag</i> Untuk Perkuatan Lereng Pantai	41

Gambar 2. 19 Analisa Stabilitas Dengan Metode Irisan Yang Biasa Untuk Talud Pada Tanah Yang Berlapis	42
Gambar 2. 20 Metode Irisan Menurut Bishop Yang Sudah Disederhanakan (a) Gaya-gaya Yang Berkerja Pada Irisan nomor n, (b) Poligon Gaya Untuk Keseimbangan	43
Gambar 2. 21 Kedalaman Alur Pelayaran	52
Gambar 2. 22 Dimensi Wharf.....	54
Gambar 4. 1 Letak Titik Bor dan Titik Sondir	64
Gambar 4. 2 Grafik Hubungan N-SPT Dengan Kedalaman.....	65
Gambar 4. 3 Grafik Hubungan Sudut Geser Dengan Kedalaman	66
Gambar 4. 4 Grafik Hubungan γ Tanah Dengan Kedalaman.....	67
Gambar 4. 5 Grafik Perbandingan Cone Bearing dengan Kedalaman Titik Sondir S20 dan S19	68
Gambar 4. 6 Grafik Perbandingan Cone Bearing dengan Kedalaman 11 Titik Sondir	69
Gambar 4. 7 Potongan Melintang STA 0+300	70
Gambar 4. 8 Potongan Melintang STA 0+425	71
Gambar 4. 9 Potongan Melintang STA 0+775	71
Gambar 4. 10 Potongan Melintang STA 1+200	71
Gambar 4. 11 Layout Area Dermaga.....	77
Gambar 5. 1 Layout Lokasi Perencanaan Perkuatan Dinding	81
Gambar 5. 2 Tampak Atas Dermaga	82
Gambar 5. 3 Ilustrasi Dimensi Balok	86
Gambar 5. 4 Permodelan Struktur Dermaga	93
Gambar 5. 5 Grafik Daya Dukung Qijin	98
Gambar 5. 6 Denah Tiang Pancang	99
Gambar 5. 7 Konfigurasi Tiang Pancang	99

Gambar 5. 8 Potongan Penampang Melintang Dermaga	99
Gambar 5. 9 Layout Area Perkuatan	107
Gambar 5. 10 Ilustrasi Sheet Pile	108
Gambar 5. 11 Ilustrasi Tekanan Tanah.....	110
Gambar 5. 12 Ilustrasi Gaya Yang Bekerja.....	111
Gambar 5. 13 Sketsa profil <i>sheet pile Hatt-type</i>	113
Gambar 5. 14 Lokasi bibir pantai dengan perkuatan lereng tegak	114
Gambar 5. 15 Ilustrasi Sheet Pile	116
Gambar 5. 16 Ilustrasi Tekanan Tanah.....	118
Gambar 5. 17 Ilustrasi Gaya, Jarak Dan Momen	119
Gambar 5. 18 Sketsa profil <i>sheet pile Hatt-type</i>	120
Gambar 5. 19 Lokasi Perkuatan Lereng Miring.....	124
Gambar 5. 20 Irisan Lereng.....	131
Gambar 5. 21 Perencanaan Geotextile Wall.....	132
Gambar 5. 22 Irisan Lereng.....	139
Gambar 5. 23 Perencanaan <i>Gabion-Geogrid</i>	140
Gambar 5. 26 Irisan Lereng.....	145
Gambar 5. 25 Ilustrasi Perencanaan <i>Geobag</i>	146

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Korelasi Antar Parameter Tanah (Wahyudi, 2012)....	10
Tabel 2. 2 Nilai-nilai Numerik Parameter Tanah untuk $G_s=2,70$ (Biarez & Frave, 1976).....	11
Tabel 2. 3 Koefisien Dasar Tiang α (Decourt & Quaresma,1978; Decourt dkk,1996).....	21
Tabel 2. 4 Koefisien Selimut Tiang β (Decourt & Quaresma,1978; Decourt dkk,1996).....	21
Tabel 2. 5 Nilai Koefisien Tekanan Aktif	33
Tabel 2. 6 koefisien Stabilitas K_D Untuk Jenis Pelindung (Bremabag, 2018).....	40
Tabel 2. 7 International Rule Yacht (1965).....	45
Tabel 2. 8 Dimension of Austal 48 (2007).....	45
Tabel 2. 9 Gaya Bollard dan Jarak Antara Bollard	50
Tabel 2. 10 Beban Perencanaan Pelabuhan.....	50
Tabel 2. 11 Lebar Alur menurut OCDI (2002).....	51
Tabel 4. 1 Hasil Rata-rata Parameter Tanah.....	63
Tabel 4. 2 Hasil Analisis Pasang Surut Air Laut.....	70
Tabel 4. 3 Data Dimensi Kapal	72
Tabel 4. 4 Kecepatan Merambat Kapal Pada Dermaga.....	73
Tabel 4. 5 Hasil Evaluasi Layout Dermaga.....	79
Tabel 5. 1 Beban Yang Diterima Balok	83
Tabel 5. 2 Hasil Penulangan Balok	86
Tabel 5. 3 Beban Ultimate Pada Pelat.....	88
Tabel 5. 4 Momen Ultimate Akibat Beban	89
Tabel 5. 5 Base Coefficient α Decourt et all (1996).....	94
Tabel 5. 6 Shaft Coefficient β Decourt et all (1996).....	94

Tabel 5. 7 Hasil Perhitungan Daya Dukung Tiang (Qijin Tekan)	96
Tabel 5. 8 Hasil Perhitungan Daya Dukung Tiang (Qijin Tarik)	97
Tabel 5. 9 Data Tanah	108
Tabel 5. 10 Hasil Perhitungan Tegangan Vertikal	109
Tabel 5. 11 Hasil Tegangan Tanah Horizontal	111
Tabel 5. 12 Perhitungan Gaya, Jarak Dan Momen	112
Tabel 5. 13 Data Tanah	115
Tabel 5. 14 Hasil Perhitungan Tegangan Vertikal	116
Tabel 5. 15 Hasil Tegangan Tanah Horizontal	117
Tabel 5. 16 Perhitungan Gaya dan Momen	121
Tabel 5. 17 Hasil Analisis XSTABL	125
Tabel 5. 18 Data Tanah	125
Tabel 5. 19 Data Geotextile	125
Tabel 5. 20 Hasil Jumlah Lapisan	127
Tabel 5. 21 Perhitungan Desain Geotextile (1)	128
Tabel 5. 22 Perhitungan Desain Geotextile (2)	129
Tabel 5. 23 Perhitungan FS	131
Tabel 5. 24 Hasil Analisis XSTABL	133
Tabel 5. 25 Data Tanah	133
Tabel 5. 26 Spesifikasi <i>Geogrid</i> (Miragrid, 2014)	134
Tabel 5. 27 Hasil Jumlah Lapisan	135
Tabel 5. 28 Hasil Perhitungan Panjang <i>Geogrid</i>	135
Tabel 5. 29 Koefisien Tekanan Aktif	136
Tabel 5. 30 Hasil perhitungan tekanan tanah	137
Tabel 5. 31 Perhitugan FS	138
Tabel 5. 32 Hasil Analisis XSTABL	141

Tabel 5. 33 Data Tanah	141
Tabel 5. 34 Spesifikasi <i>Geogrid</i> (Miragrid, 2014)	141
Tabel 5. 35 Hasil Jumlah Lapisan	143
Tabel 5. 36 Hasil Perhitungan Panjang <i>Geogrid</i>	144
Tabel 5. 37 Perhitugan FS	145
Tabel 5. 38 Perbandingan Harga Material.....	147
Tabel 6. 1 Analisa Stabilitas Sebelum diberi Perkuatan.....	149
Tabel 6. 2 Hasil Penulangan Balok	150
Tabel 6. 3 Hasil evaluasi layout	151

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

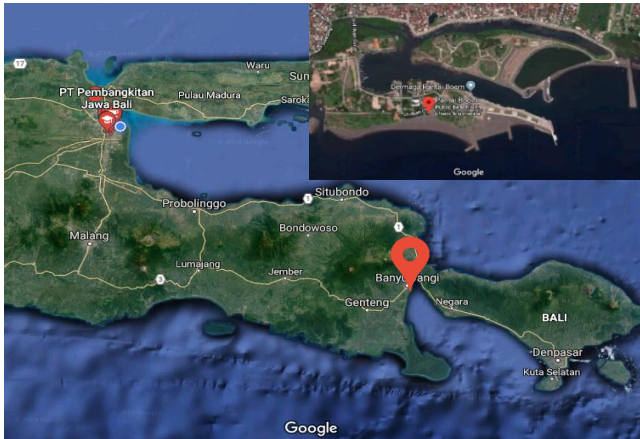
BAB I

PENDAHULUAN

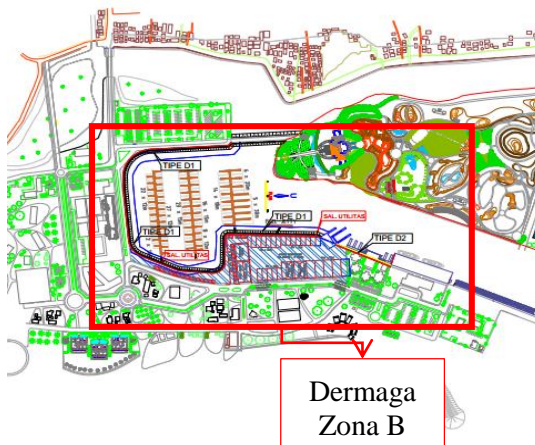
1.1 Latar Belakang

Kunjungan kapal pesiar ke Indonesia menunjukkan peningkatan sebesar 34% dari tahun sebelumnya (Widyaswendra, 2017). PT Pelabuhan Indonesia III (Persero) atau Pelindo III melalui unit usahanya PT Pelindo Properti Indonesia bekerjasama dengan Pemkab Banyuwangi memulai pengembangan kawasan pelabuhan wisata bahari. Pelabuhan tersebut terletak di daerah Pantai Boom Marina Banyuwangi Kelurahan Kampung Mandar, Kecamatan Banyuwangi, Kabupaten Banyuwangi yang ditunjukkan oleh Gambar 1.1 . Pelabuhan marina ini dikembangkan sebagai dermaga terintegrasi untuk *Yacht* (kapal layar ringan). Pengembangan infrastruktur wisata bahari ini dapat mengoptimalkan potensi rute pelayaran dan meningkatkan pariwisata bahari di Indonesia. Kawasan marina direncanakan sebagai pelabuhan yang dapat menampung 150 kapal pesiar *Yacht*. Kawasan marina Boom Banyuwangi memiliki luas lahan 44,2 ha (Humas Protokol Pemkab Banyuwangi, 2015). Kawasan dibagi menjadi 3 yaitu, kawasan marina, kawasan residensial dan kawasan rekreasi.

Pada Zona B (Gambar 1.2), memiliki konsisi topografi bibir pantai yang berbeda-beda. Oleh karena itu dilakukan perataan kondisi bibir pantai disetiap zona. Selain itu perkuatan yang digunakan untuk setiap lereng zona marina juga berbeda. Pelabuhan kapal pesiar Marina Boom Banyuwangi menggunakan dermaga jenis apung atau *jetty* untuk menampung kapal *Yacht*. Kondisi tanah diarea dermaga NSPT kurang dari 10 hingga kedalaman 10 meter dengan tipe tanah relatif pasir. Konsep perencanaan pelabuhan marina Boom Banyuwangi meliputi perataan bibir pantai (*cut and fill*), pendalaman kolam pelabuhan (*dredging*), dan perkutan lereng.



Gambar 1. 1 Lokasi Pelabuhan Marina Boom Banyuwangi
(Google Maps,2018)



Gambar 1. 2 layout Rencana Pelabuhan Marina Boom
Banyuwangi
(Report Perencanaan Pelabuhan Marina Boom Banyuwangi,
2016)

Pada Tugas Akhir ini dilakukan perencanaan pada zona B. Lingkup pekerjaan yang dilakukan pada zona B perataan bibir pantai yang direncanakan berdasarkan 3 meter dari jalan ke arah laut sepanjang zona. Pendalaman kolam sedalam 4 meter (-4 m LWS). Serta pekerjaan perkuatan lereng Zona B dengan bermacam tipikal perencanaan yaitu, tipe D1 dan tipe D2. Perkuatan yang digunakan adalah beronjong-*geotextile* dengan kemiringan 1:1,5 untuk lereng miring dan *sheet pile* untuk lereng tegak.

Perbedaan kondisi topografi bibir pantai mengharuskan adanya perataan (*cut and fill*) agar bibir pantai seragam. Pada perataan bibir pantai sepanjang kawasan marina perlu dilakukan pengelompokan (zonasi) *cut and fill* untuk memudahkan penentuan tinggi timbunan dan mempermudah dalam pelaksanaan. Pengerukan *sea bed* sedalam maksimum 4 meter dan adanya beberapa kondisi *sea bed* yang tidak sama, perlu dilakukan analisa stabilitas ulang untuk mengetahui berapa angka analisa stabilitas perkuatan. Analisis stabilitas lereng dengan perkuatan lereng rencana harus memenuhi angka kemanan yang disyaratkan. Perencanaan harus mencapai angka untuk stabilitas jangka panjang pada tahap operasi maupun stabilitas jangka pendek pada tahap konstruksi dan stabilitas saat muka air ekstrim. Perkuatan yang dapat digunakan sebagai alternatif lereng tegak adalah *steel sheet pile*, dan *secant pile*. Perkuatan yang dapat digunakan sebagai alternatif lereng miring adalah bronjong (*gabion*), *geotextile* dan *geobag*. Selain kapal *Yacht*, kapal Katamaran direncanakan akan singgah di Marina Boom Banyuwangi. Kapal Katamaran yaitu kapal cepat yang dapat memuat penumpang dan kendaraan. Sehingga dilakukan perencanaan dermaga tipe *quay*, perencanaan dermaga harus bisa menahan beban yang ada. Oleh karena itu, perencanaan perkuatan pada Pelabuhan Marina Boom Banyuwangi Zona B akan dibahas pada Tugas Akhir ini.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan permasalahan pada latar belakang, rumusan masalah yang akan dibahas dalam Tugas Akhir adalah sebagai berikut :

1. Perencanaan zonasi pengerukan tanah untuk mendapatkan kedalaman yang disyaratkan pada Zona B.
2. Analisa stabilitas lereng sebelum diberi perkuatan Zona B.
3. Perencanaan alternatif perkuatan lereng miring menggunakan bronjong (*gabion*), *geotextile wall* dan *geobag* pada Zona B.
4. Perencanaan alternatif perkuatan lereng tegak menggunakan alternatif perkuatan *steel sheet pile* dan *secant pile* pada Zona B.
5. Pemilihan alternatif untuk lereng miring dan lereng tegak setelah diberi perkuatan pada Zona B.
6. Perencanaan dermaga tipe *quay* meliputi evaluasi layout perairan (alur pelayaran, turning basin, kolam dermaga), layout dermaga (dimensi dermaga, elevasi dermaga) dan struktur *quay wall protection*.

1.3 Tujuan

Tujuan dari Tugas Akhir adalah sebagai berikut:

1. Mengetahui kondisi tanah pada Pelabuhan Marina Boom Banyuwangi Zona B.
2. Mendapatkan alternatif desain perkuatan lereng miring yang tepat pada Pelabuhan Marina Boom Banyuwangi Zona B.
3. Mendapatkan alternatif desain perkuatan lereng tegak yang tepat pada Pelabuhan Marina Boom Banyuwangi Zona B.
4. Mendapatkan alternatif desain perkuatan lereng yang aman dan ekonomis pada dermaga Zona B.
5. Mendapatkan desain dermaga tipe *quay* yang aman dan ekonomis.

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah dalam Tugas Akhir adalah sebagai berikut:

1. Tidak merencanakan struktur *jetty* Pelabuhan Marina Boom Banyuwangi.
2. Alternatif terpilih hanya berdasarkan biaya volume material tanpa mempertimbangkan aspek teknis dan aspek lingkungan.
3. Tidak menghitung Rencana Anggaran Biaya (RAB) Dermaga Pelabuhan Marina Boom Banyuwangi

1.5 Manfaat

Manfaat dari Tugas Akhir adalah sebagai berikut:

Sebagai bahan referensi bagi perencanaan dengan pendalaman kolam -4 m LWS pada Zona B pelabuhan marina Boom Banyuwangi, serta referensi perencanaan dermaga tipe *Quay* atau *Wharf*.

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pasang Surut Air Laut & Bathimetri

Gerakan permukaan air laut berubah-ubah dilihat dari waktu maupun tempat (Kramadibrata, 2002). Perubahan inilah yang disebut sebagai pasang surut air laut. Hal ini diakibatkan karena adanya gaya tarik benada-benda di langit terutama matahari dan bulan terhadap massa air bumi. Pengetahuan tentang pasang surut sangat penting dalam perencanaan pelabuhan. Elevasi muka air tertinggi dan terendah sangat penting untuk merencanakan bangunan-bangunan pelabuhan. Elevasi muka air selalu berubah setiap saat, maka diperlukan suatu elevasi yang ditetapkan berdasar data pasang surut yang dapat digunakan sebagai pedoman di dalam perencanaan pelabuhan. Beberapa elevasi tersebut adalah sebagai berikut:

- 1) Muka air tinggi (*high water level*), muka air tertinggi yang dicapai pada saat air pasang dalam satu siklus pasang surut.
- 2) Muka air rendah (*low water level*), kedudukan air terendah yang dicapai pada saat air surut dalam satu siklus pasang surut.
- 3) Muka air tinggi rerata (*mean high water level*), rata-rata dari muka air tertinggi selama periode 19 tahun.
- 4) Muka air rendah rerata (*mean low water level*), rata-rata muka air rendah selama periode 19 tahun.
- 5) Muka air laut rata-rata (*mean sea level*), rata-rata antara muka air tinggi rata-rata dan muka air rendah rata-rata.
- 6) Muka air tinggi tertinggi (*highest high water level*), air tertinggi pada saat pasang surut purnama atau bulan mati.
- 7) Air rendah terendah (*Lowest low water level*), air terendah pada saat pasang surut bulan purnama.
- 8) *Higher high water level*, air tertinggi dari dua air tinggi dalam satu hari, seperti dalam pasang surut tipe campuran.
- 9) *Lower low water level*, air terendah dari dua air rendah dalam satu hari.

Ketinggian dermaga ditentukan oleh elevasi muka air pasang sedangkan kedalaman alur pelayaran ditentukan oleh elevasi muka air surut.

Bathimetri juga didefinisikan sebagai gambaran relief dasar laut, perbedaan kenampakan atau ciri-ciri dasar laut. Sebuah data Bathimetri umumnya menampilkan relief lantai atau dataran dengan garis-garis kontor (*contour lines*) yang disebut kontor kedalaman (*depth contours* atau *isobath*). Di daratan, garis kontur menghubungkan tempat-tempat berketinggian sama, sedangkan kontur pada Bathimetri menghubungkan tempat-tempat dengan kedalaman sama di bawah permukaan air. Data Bathimetri dalam aplikasinya memiliki banyak manfaat dalam bidang teknik sipil dan kelautan seperti perencanaan bangunan pinggir pantai dan lepas pantai. Seperti yang dibutuhkan dalam perencanaan perkuatan pelabuhan dalam Tugas Akhir ini.

2.2 Parameter Tanah

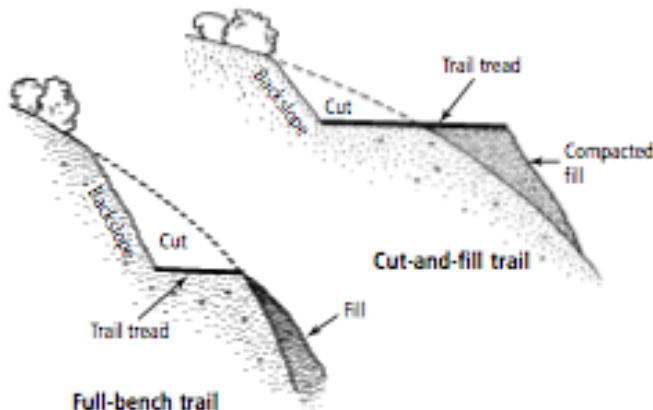
Tanah merupakan material yang terdiri dari agregat (butiran) mineral-mineral padat yang tidak tersedimentasi (terikat secara kimia) satu sama lain dan dari bahan-bahan organik yang telah melapuk (yang partikel padat) disertai dengan zat cair dan gas yang mengisi ruang-ruang kosong di antara partikel-partikel padat tersebut. Tanah memiliki komposisi yang terdiri dari butiran tanah, air dan udara. Tanah memiliki ukuran partikel beragam yang biasa disebut sebagai kerikil (*gravel*), pasir (*sand*), lanau (*silt*), atau lempung (*clay*) tergantung pada ukuran partikel yang paling dominan pada tanah tersebut. Menurut Sistem Klasifikasi *Unified* (USCS), kerikil dan pasir disebut sebagai tanah berbutir kasar, sedangkan lanau dan lempung disebut sebagai tanah berbutir halus.

Tanah memiliki parameter-parameter penting yang menunjukkan sifat tanah tersebut. Parameter-parameter dibagi menjadi 2 yaitu parameter fisik dan mekanis. Parameter fisik meliputi kadar air (w_c), berat jenis tanah (γ), Spesific Gravity (G_s), Porositas (n), Angka Pori (e). Sedangkan parameter mekanis yaitu

kohesi (c), dan sudut geser dalam (ϕ). Berat jenis tanah dibagi menjadi 3 macam yaitu berat jenis tanah moist (γ_u), berat jenis tanah kering (γ_d), dan berat jenis tanah jenuh (γ_{sat}). Kohesi adalah parameter yang menunjukkan daya ikat antar partikel tanah. Tanah berbutir kasar memiliki nilai kohesi yang sangat kecil, atau bahkan tidak memiliki nilai kohesi sama sekali, sedangkan tanah berbutir halus memiliki nilai kohesi. Sudut geser tanah adalah parameter yang menunjukkan besar sudut yang terbentuk pada partikel-partikel dalam tanah akibat beban di atasnya. Berbeda dengan kohesi, tanah berbutir halus tidak memiliki sudut geser tanah, sedangkan tanah berbutir kasar memiliki sudut geser tanah.

2.3 Kolerasi Parameter Tanah

Dalam suatu data tanah belum tentu semua parameter diketahui maka dari itu untuk mengetahui nilai parameter tanah yang tidak didapatkan dari hasil laboratorium dapat menggunakan rumus tabel korelasi parameter tanah. Berikut merupakan beberapa tabel rumus untuk mendapatkan nilai parameter tanah.



Gambar 2. 1 Ilustrasi Timbunan Pada Lereng
(http://woodlandstewardship.org/?page_id=1226, 2017)

Tabel 2. 1 Korelasi Antar Parameter Tanah (Wahyudi, 2012)

Uraian	Definisi	Kadar air (w)		n	e	γ	γ_d
		Tanah jenuh	Tanah tidak jenuh				
Kadar air jenuh (w)	$\frac{W_u}{W_s}$	-	-	$\frac{n}{(1-n) \cdot \gamma_s}$	$\frac{e}{\gamma_s}$	$\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s(\gamma - 1)}$	$\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s}$
Kadar air tidak jenuh (w)		-	-	$\frac{n - n_s}{(1-n) \cdot \gamma_s}$	$\frac{e - n_s(1+e)}{\gamma_s}$	-	-
Porositas (n)	$\frac{V_v}{V}$	$\frac{w \cdot \gamma_s}{w \cdot \gamma_s + 1}$	$\frac{w \cdot \gamma_s + n_s}{w \cdot \gamma_s + 1}$	$n = n_u - n_s$ dengan $n_s = w \cdot \gamma$	$\frac{e}{1+e}$	$1 - \frac{\gamma}{(1+w) \cdot \gamma_s}$	$\frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d}$
Angka pori (e)	$\frac{V_v}{V_s}$	$w \cdot \gamma_s$	$\frac{w \cdot \gamma_s + n_s}{1 - n_s}$	$\frac{n}{1 - n}$	-	$\frac{\gamma_s \cdot (1+w)}{\gamma} - 1$	$\frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_s}$
Berat volume basah (γ)	$\frac{W}{V}$	$\frac{(1+w) \cdot \gamma_s}{w \cdot \gamma_s + 1}$	$\frac{(1 - n_s)(1+w) \cdot \gamma_s}{w \cdot \gamma_s + 1}$	$(1-n) \gamma_s + n_u$	-	-	$\gamma_d \cdot (1+w)$
Berat volume kering (γ_d)	$\frac{W_s}{V}$	$\frac{\gamma_s}{w \cdot \gamma_s + 1}$	$\frac{(1 - n_s) \gamma_s}{w \cdot \gamma_s + 1}$	$(1-n) \gamma_s$	$\frac{\gamma_s}{1+e}$	$\frac{\gamma}{1+w}$	-
% rongga udara	$\frac{V_a}{V}$	0	-	-	-	$\frac{\gamma_s \cdot (1+w) - w \cdot \gamma_s \cdot \gamma}{\gamma_s \cdot (1+w)}$	$1 - w \cdot \gamma_d - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}$
Derajat kejenuhan (S_r)	$\frac{V_u}{V_v}$	1	-	$\frac{n_u}{n}$	-	-	$\frac{w}{\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s}}$

Tabel 2. 2 Nilai-nilai Numerik Parameter Tanah untuk $G_s=2,70$ (Biarez & Frave, 1976)

Sifat tanah		γ_d		e	n	W_{L25}	γ_{L25}	K			C_v		σ		$m_v = I / E$	
		g/cm ³	lb cb ft			%	g/cm ³	cm/s	ft/year	kgeon	cm ² /s	ft ² /year	bars	psi	cm ² /kg	ft ² /ton
Silt, Clay	lunak ↑	0,5	31,25	4,40	0,80	163,0	1,31						0,01	0,142	100	97,6
		0,6	37,50	3,50	0,78	129,60	1,38	10^{-9}	$1,03 \times 10^{-3}$	10^{-4}	10^{-5}		0,05	0,71	20	19,5
		0,7	43,75	2,86	0,74	105,8	1,44	10^{-8}	$1,03 \times 10^{-2}$	10^{-3}	1×10^{-4}	3,4				
		0,8	50,00	2,38	0,70	88,0	1,50				2×10^{-4}	6,8	0,1	1,42	10	9,76
		0,9	56,25	2,00	0,67	74,1	1,57	10^{-7}	$1,03 \times 10^{-1}$	10^{-2}	3×10^{-4}	10,1	0,5	7,05	2	1,95
	rata-rata ↓										4×10^{-4}	11,1	1	14,2	1	0,976
		1,0	62,50	1,70	0,63	63,0	1,63	1×10^{-6}	1,03	10^{-1}	5×10^{-4}	16,9	2	28,4	0,5	0,488
		1,1	68,75	1,45	0,59	53,9	1,69	2×10^{-6}	2,06		6×10^{-4}	20,3	3	42,6	0,33	0,325
		1,2	75,00	1,25	0,56	46,3	1,76	3×10^{-6}	3,10		7×10^{-4}	23,6	4	56,9	0,25	0,244
		1,3	81,25	1,08	0,52	39,9	1,82	4×10^{-6}	4,13		8×10^{-4}	27,0	5	71,0	0,20	0,195
Gravel, Sand	sand ↑	1,4	87,50	0,93	0,48	34,4	1,88	5×10^{-6}	5,17		9×10^{-4}	30,4	6	85,3	0,17	0,163
		1,5	93,75	0,80	0,44	29,6	1,94	6×10^{-6}	6,20		10^{-3}	$33,8 \times 10^{-1}$	7	99,5	0,14	0,144
		1,6	100,00	0,69	0,41	25,5	2,04	7×10^{-6}	7,24				8	113	0,12	0,122
		1,7	106,25	0,59	0,37	21,8	2,07	8×10^{-6}	8,26				9	127	0,11	0,111
		1,8	112,50	0,50	0,33	18,5	2,13	9×10^{-6}	9,30		10^{-2}	$33,8 \times 10^2$	10	142	0,10	0,0976
	gravel ↓	1,9	118,75	0,42	0,30	15,6	2,20	10^{-5}	10,33	1			11	156	0,091	0,0887
								10^{-4}	$1,03 \times 10^2$	10	10^{-1}	$33,8 \times 10^3$	12	170	0,083	0,0815
		2,0	125,00	0,35	0,26	13,0	2,26	10^{-3}	$1,03 \times 10^3$	100			13	185	0,077	0,075
		2,1	131,25	0,29	0,22	10,6	2,32	10^{-2}	$1,03 \times 10^4$	1000			14	199	0,073	0,07
		2,2	137,50	0,23	0,19	8,4	2,39	10^{-1}	$1,03 \times 10^5$	10000			15	213	0,064	0,065
		2,3	143,75	0,17	0,15	6,4	2,45						20	284	0,050	0,0488
		2,4	150,00	0,13	0,11	4,63	2,51						50	710	0,020	0,0195
		2,5	156,25	0,080	0,074	2,96	2,57						100	1420	0,010	$9,76 \times 10^{-3}$
		2,6	162,50	0,038	0,037	1,42	2,64						500	7100	0,002	$1,95 \times 10^{-3}$
		2,7	168,75	0,000	0,000	0,00	2,70						1000	14200	0,001	$9,76 \times 10^{-4}$

Catatan : $100 \text{ kPa} = 100 \text{ kN/m}^2 = 1 \text{ bar} = 1,02 \text{ kg/cm}^2$

2.4 Tegangan Tanah Lateral

Dalam perencanaan perkuatan lereng perlu untuk mengetahui gaya horisontal yang berkerja antara kontruksi penahan dan massa tanah yang ditahan. Gaya horisontal disebabkan oleh tekanan tanah horisontal. Untuk merancang perkuatan lereng tegak diperlukan pengetahuan mengenai tekanan tanah lateral. Pada dasarnya tekanan tanah dapat ditinjau dalam tiga kondisi yakni tekanan tanah saat diam (*earth pressure-at rest*), tekanan tanah aktif (*active earth pressure*), dan tekanan tanah pasif (*passive earth pressure*).

2.4.1 Tekanan Tanah Saat Diam

Suatu elemen tanah yang terletak pada kedalaman tertentu (z) akan terkena arah vertikal σ_z dan σ_h yang masing-masing berupa tekanan tanah efektif dan tekanan total, sementara tegangan geser pada bidang tegak dan bidang datar diabaikan. Pada Gambar 2.2 dinding AB dalam keadaan diam maka massa tanah akan berada pada kondisi keseimbangan-elastis (*elastic equilibrium*). Rasio tekan tanah horisontal dan tekanan arah vertikal dinamakan koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam, K_0 dirumuskan sebagai berikut:

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (1)$$

Karena $\sigma_v = \gamma \times z$, maka :

$$\sigma_h = K_0 \times \gamma z \quad (2)$$

Dalam Tugas Akhir ini kondisi existing tanah pelabuhan adalah jenis tanah pasir. Untuk tanah berbutir, koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam dapat diwakili oleh hubungan empiris yang diperkenalkan oleh Jaky (1944) :

$$K_0 = 1 - \sin\phi \quad (3)$$

Pada Gambar 2.3 menunjukan distribusi tekanan tanah dalam keadaan diam yang berkerja pada dinding setinggi H . Gaya total per satuan lebar dinding, P_0 , adalah sama dengan luas diagram tekanan tanah yang bersangkutan, P_0 dirumuskan sebagai berikut:

$$P_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma H^2 \quad (4)$$

Pada suatu tanah yang terendam air sebagian (Gambar 2.4) , dengan $z \geq H_1$ yaitu z berada dibawah muka air tanah, tekanan pada tembok merupakan komponen dari tekanan efektif dan tekanan air pori. Sehingga dirumuskan sebagai berikut:

Tekanan tanah efektif horisontal, σ'_h :

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v = K_0 [\gamma H_1 + \gamma'(z - H_1)] \quad (5)$$

Tekanan air pori , u :

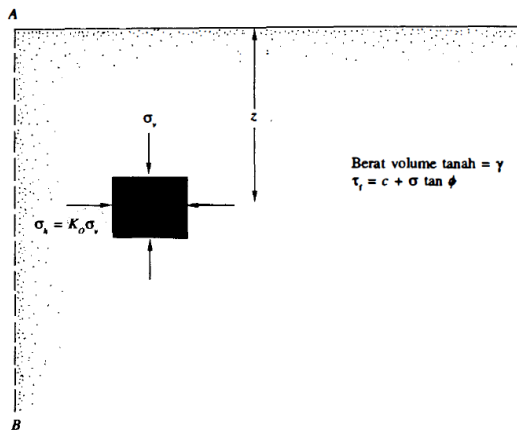
$$u = \gamma_w (z - H_1) \quad (6)$$

Sehingga tekanan total , σ_h :

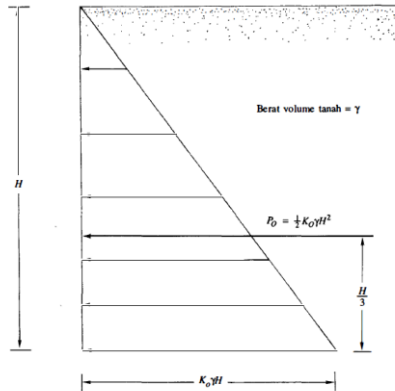
$$\sigma_h = \sigma'_h + u \quad (7)$$

Gaya per satuan lebar tembok merupakan penjumlahan dari luas diagram tekanan yang diberikan pada gambar xx yaitu:

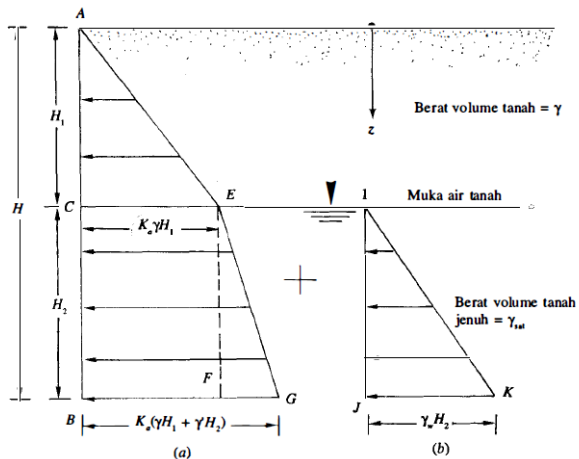
$$P_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma H^2 + K_0 \gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2} (K_0 \gamma' + \gamma_w) H_2^2 \quad (8)$$



Gambar 2. 2 Tekanan Tanah Dalam Keadaan Diam
(Mekanika Tanah 2, 1993)



Gambar 2. 3 Distribusi Tekanan Tanah Dalam Keadaan Diam Pada Tembok
(Mekanika Tanah 2, 1993)



Gambar 2. 4 Distribusi Tekanan Tanah Dalam Diam (a) Tekanan Tanah (b) Tekanan Air Pori
(Mekanika Tanah 2, 1993)

2.4.2 Tekanan Tanah Aktif dan Pasif

Pada suatu tanah memiliki keadaan dimana titik-titik di dalam massa tanah menuju proses ke suatu keadaan runtuh dinamakan keadaan keseimbangan plastis (*plastic equilibrium*). Rankine (1857) melakukan penelitian mengenai tegangan tanah pada keadaan keseimbangan plastis. Kondisi aktif menurut Rankine (*Rankine's Active state*) adalah keadaan dimana tegangan di dalam elemen tanah dapat diwakili oleh lingkaran Mohr b (Gambar 2.5) dan terjadi kelonggaran dalam tanah. Hal ini disebabkan oleh dinding yang bergerak menjauhi massa tanah secara perlahan-lahan sehingga tegangan utama arah horisontal akan berkurang secara terus menerus. Pada Tugas Akhir ini memiliki jenis tanah berupa tanah yang tidak berkoheisi (*cohesionless soil*) sehingga tekanan aktif yang terjadi adalah sebagai berikut:

$$\sigma_a = \sigma_v \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (9)$$

Rasio σ_a dan σ_v adalah koefisien tekanan tanah aktif, K_a dirumuskan sebagai berikut :

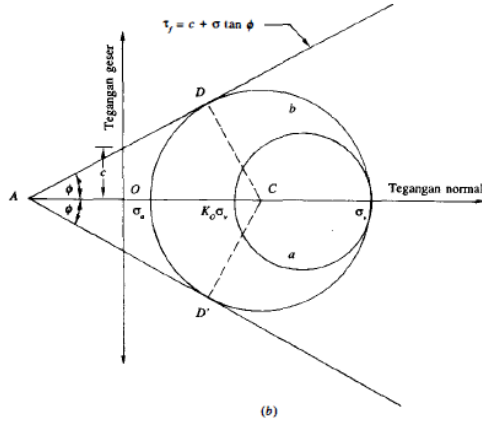
$$K_a = \frac{\sigma_a}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (10)$$

Sementara kondisi pasif (*Rankine's Passive State*) menurut Rankine adalah kondisi dimana tegangan elemen tanah mengalami keruntuhan yang dapat diwakili oleh lingkaran Mohr a (Gambar 2.7). Disamping itu tekanan tanah ke samping σ_p , yang merupakan tegangan utama besar (*major principal stress*). Tekanan tanah pasif untuk tanah tidak berkoheisi (*cohesionless soil*) dirumuskan sebagai berikut :

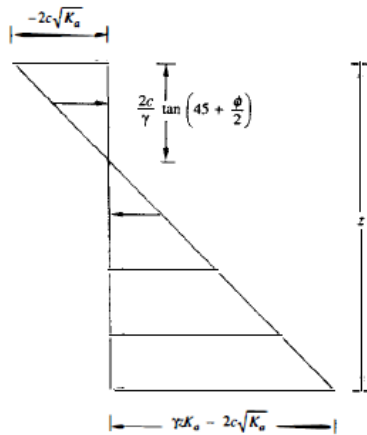
$$\sigma_p = \sigma_v \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (11)$$

Rasio σ_p dan σ_v dinamakan koefisien tekanan tanah pasif, K_p dirumuskan sebagai berikut:

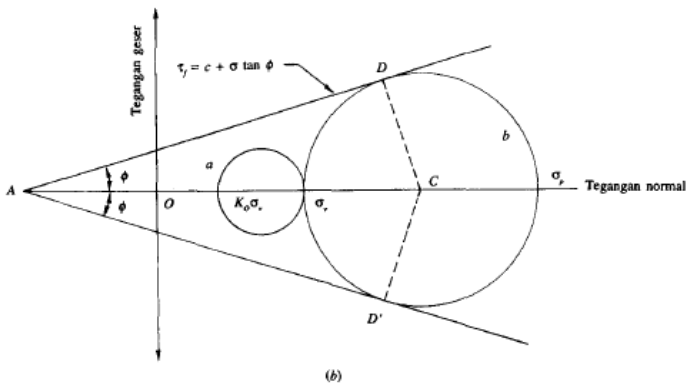
$$K_p = \frac{\sigma_p}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (12)$$



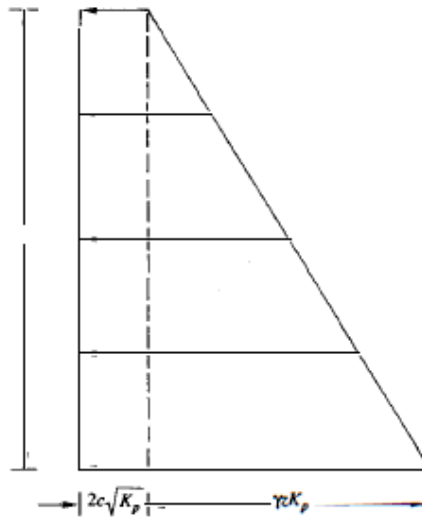
Gambar 2. 5 Lingkaran Mohr b Pada Tekanan Tanah Aktif
(Mekanika Tanah 2, 1993)



Gambar 2. 6 Diagram Distribusi Tekanan Tanah Aktif
(Mekanika Tanah 2, 1993)



Gambar 2. 7 Lingkaran Mohr a Pada Tanah Pasif
(Mekanika Tanah 2, 1993)



Gambar 2. 8 Diagram Distribusi Tekanan Tanah Pasif
(Mekanika Tanah 2, 1993)

2.5 Perencanaan Pondasi Dalam

2.5.1 Perencanaan Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang (*pile foundation*) adalah suatu bagian dari struktur yang digunakan untuk menerima dan menyalurkan beban dari struktur atas ke tanah yang memiliki daya dukung pada kedalaman tertentu. Menurut bahan yang digunakan, pondasi tiang pancang dapat dibedakan menjadi empat jenis yaitu tiang pancang kayu, tiang pancang beton, tiang pancang baja, dan tiang pancang komposit (Sardjono HS, 1984). Jenis yang paling sering digunakan sebagai pondasi permanen adalah pondasi tiang pancang baja dan pondasi tiang pancang beton. Pemakaian jenis tiang pancang bergantung pada beberapa aspek di lapangan, seperti jenis tanahnya atau kebutuhan daya dukung pondasi itu sendiri.

Bila pemakaian pondasi tiang pancang telah ditetapkan, maka dimensi dan panjang tiang pancang perlu dihitung berdasarkan pada beban yang berasal dari bagian konstruksi di atas tanah dengan mempertimbangan kapasitas gaya aksial dan momen pada tiang yang diijinkan. Perencanaan perhitungan pondasi tiang pancang memiliki beberapa metode perhitungan daya dukungnya, dalam perencanaan tiang pancang pada Tugas Akhir ini akan menggunakan metode Luciano De Court.

2.5.2 Daya Dukung Tiang

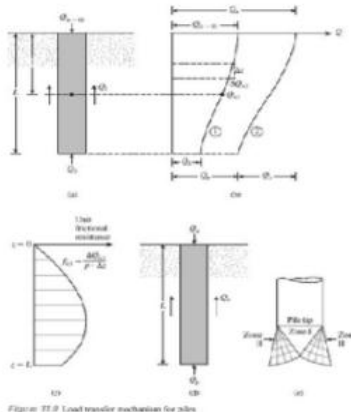
Pondasi tiang digunakan untuk mendukung beban apabila lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Mekanisme transfer beban dari pondasi tiang ke tanah dapat dilihat pada Gambar 2.9.

Beban yang bekerja pada tiang meningkat dari nol sampai $Q(z=0)$ di permukaan tanah. Sebagian beban di terima oleh tahanan friksi sepanjang tiang, Q_1 dan sebagian lagi diterima oleh tahanan ujung, Q_2 . Dalam kurva 1 pada Gambar 2.9 menunjukkan beban yang dipikul oleh dinding tiang akibat beban $Q(z=0)$ disebarkan kedalaman. Tahanan friksi disebarkan kedalaman dapat ditentukan sebagai berikut :

$$F(z) = \frac{\Delta Q_{(z)}}{(p)(\Delta z)} \quad (13)$$

Dimana :

p = keliling dari penampang tiang.



Gambar 2. 9 Mekanisme transfer beban pondasi tiang

(Braja M.Das, 1985)

Gambar 2.9 menunjukkan variasi $f(z)$ dengan kedalaman. Jika beban Q dipermukaan berangsur-angsur meningkat, tahanan friksi maksimum sepanjang dinding tiang akan dikerahkan seluruhnya ketika perpindahan relatif antara tanah dengan tiang sekitar 5 sampai dengan 10 mm, terlepas dari ukuran dan panjang tiang. Bagaimanapun tahanan ujung maksimum $Q_2 = Q_p$ tidak akan tercapai sampai ujung tiang bergerak 10 sampai dengan 25 % lebar tiang (diameter). Pada beban ultimit pada kurva 2 Gambar 2.9, $Q(z=0) = Q_u$, demikian :

$$Q_1 = Q_s \text{ dan } Q_2 = Q_p \quad (14)$$

Pada beban ultimit, permukaan keruntuhan dalam tanah terjadi pada ujung tiang (kegagalan daya dukung akibat Q_p). Pada pondasi tiang keruntuhan pondasi biasanya berbentuk keruntuhan penetrasi. Zona I terbentuk di ujung tiang yang menekan tanah kebawah tanpa menimbulkan bidang gelincir lain. Ditinjau pasir padat dan lempung kaku, zona geser radial, zona II, sebagian berkembang.

2.5.3 Daya Dukung Pondasi Metode Luciano Decourt

Perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang menggunakan metode konvensional adalah perhitungan daya dukung menggunakan angka keamanan (SF) yang telah ditentukan terlebih dahulu. Angka keamanan yang biasa digunakan adalah 2,5 atau 3. Namun pada perencanaan tugas akhir ini digunakan angka keamanan 3. Dalam penulisan Tugas Akhir ini akan digunakan perhitungan daya dukung tiang pancang Metode Mayerhof dan Bazaara dan Metode Luciano De Courts.

$$Q_{ult} = \alpha(q_p \times A_p) + \beta(q_s \times A_s) \quad (15)$$

$$Q_p + Q_s = [\alpha \times (N_p \times K) \times A_p] + \left[\beta \times \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \times A_s \right] \quad (16)$$

Keterangan :

- Q = daya dukung ultimate (ton)
- Q_p = daya dukung ujung tiang (*end bearing capacity*) (ton)
- Q_s = daya dukung selimut tiang (*skin friction bearing*) (ton)
- N_p = harga rata-rata SPT sekitar 4D diatas hingga 4D dibawah dasar tiang pondasi (B = diameter pondasi)
- K = koefisien karakteristik tanah (kPa)
 12 t/m² (=117,7 kPa), untuk lempung
 20 t/m² (=196 kPa), untuk lanau lempung
 25 t/m² (=245 kPa), untuk lanau berpasir
 40 t/m² (=392 kPa), untuk pasir
- A_p = luas penampang dasar tiang (m²)
- A_s = luas selimut tiang (keliling x panjang tiang yang terbenam) (m²)
- q_p = tegangan di ujung tiang (t/m²)
- q_s = tegangan akibatkan lekatan lateral (t/m²)

- α = koefisien dasar tiang
 β = koefisien selimut tiang

Tabel 2. 3 Koefisien Dasar Tiang α (Decourt & Quaresma,1978;
Decourt dkk,1996)

Soil / Pile	Driven pile	Bored pile	Bored pile (bentonite)	Continuous hollow auger	Root pile	Injected pile (high pressure)
Clay	1.0	0.85	0.85	0.30	0.85	1.0
Intermediate Soils	1.0	0.60	0.60	0.30	0.60	1.0
Sands	1.0	0.50	0.50	0.30	0.50	1.0

Tabel 2. 4 Koefisien Selimut Tiang β (Decourt & Quaresma,1978;
Decourt dkk,1996)

Soil / Pile	Driven pile	Bored pile	Bored pile (bentonite)	Continuous hollow auger	Root pile	Injected pile (high pressure)
Clay	1.0	0.80	0.90	1.0	1.5	3.0
Intermediate Soils	1.0	0.65	0.75	1.0	1.5	3.0
Sands	1.0	0.50	0.60	1.0	1.5	3.0

2.4.3 Daya Dukung Tiang Group

Tiang pancang yang direncanakan dalam jumlah lebih dari satu dan disusun dengan memiliki jarak tertentu antar tiangnya, maka dapat dikategorikan sebagai tiang pancang grup. Sebuah tiang pancang dikatakan memiliki daya dukung grup apabila jarak antar tiang adalah $2,5D - 5D$. Apabila jarak antar tiang lebih besar dari $5D$, maka tiang tersebut memiliki daya dukung satu tiang atau *single pile*.

Daya dukung satu tiang pancang dalam grup dapat ditentukan dengan mengalikan daya dukung 1 tiang pancang dan efisiensi. Nilai efisiensi tiang pancang grup dapat ditentukan berdasarkan perumusan Converse-Labbare sebagai berikut :

$$Eg = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad (17)$$

Dimana :

Eg = Effisiensi kelompok tiang

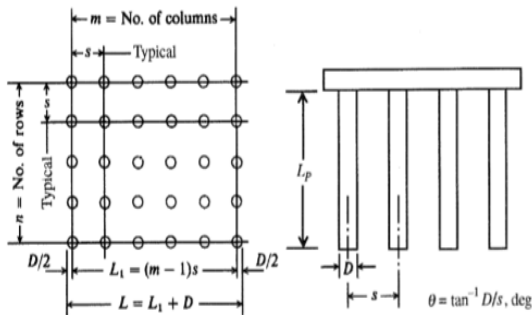
θ = arc tg D/S , dalam derajat

D = Diameter tiang

S = Jarak pusat ke pusat tiang

m = Jumlah baris tiang pancang

n = Jumlah tiang dalam satu baris



Gambar 2. 10 Effisiensi Tiang Grup
(Analisis dan Desain Pondasi Dalam, 1991)

2.4.4 Kontrol Tiang Pancang

2.4.4.1 Titik jepit tiang pancang

Posisi titik jepit tiang dari permukaan tanah (Z_f) untuk *normally consolidated clay* dan *granular soil* adalah $1.8 T$, di mana T adalah faktor kekakuan yang dihitung sebagai berikut:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{nh}} \quad (18)$$

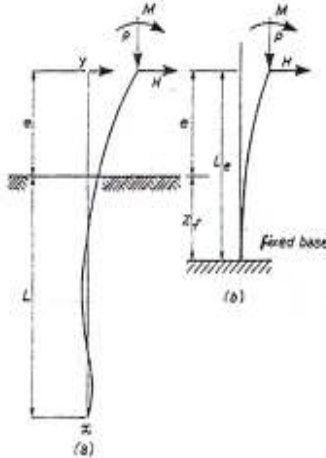
Dimana :

nh = untuk cohesion less soil diperoleh dari Terzaghi,
sedangkan untuk *normally consolidated clays* = 350 s/d

700 KN/m³ dan soft organic silts = 150KN/m³.

E = modulus elastisitas Young yang tergantung dari bahan tiang pancang

I = momen inersia dari penampang tiang pancang



Gambar 2. 11 Posisi titik jepit tiang pancang
(Daya Dukung Pondasi Dalam, 1999)

2.4.4.2 Kontrol beban maksimum tiang pancang

Untuk menghitung besarnya beban maksimum 1 tiang pancang dapat digunakan persamaan berikut :

$$P_{max} = \frac{Pu}{n} \times \frac{My \cdot X_{max}}{\Sigma X^2} + \frac{Mx \cdot Y_{max}}{\Sigma Y^2} \quad (19)$$

Dimana nilai Pmax yang terjadi harus lebih kecil dari Qijin pada tiang pancang.

2.4.4.3 Kontrol kuat bahan tiang

Kontrol kekuatan bahan dilakukan dengan mengecek besarnya momen yang terjadi pada tiang pancang, dimana momen tersebut harus lebih kecil daripada momen Crack bahan. Momen

pada tiang pancang didapatkan dari perhitungan analisa SAP2000, sedangkan momen crack bahan didapatkan dari spesifikasi bahan oleh pabrik :

$$M_{\text{tiangpancang}} < M_{\text{crack}} \quad (20)$$

2.4.4.4 Beban lateral pondasi tiang

Selain didesain mampu menahan gaya vertikal, pondasi tiang pancang harus didesain untuk mampu menahan gaya lateral yang bekerja padanya. Perumusan yang dipakai dalam perhitungan gaya lateral yang mampu diterima oleh pondasi tiang pancang dalam tugas akhir ini diambil dari NAFVAC DM-7 (1971).

Menurut NAFVAC DM-7 (1971), gaya lateral yang bekerja pada pondasi tiang pancang dibedakan atas tiga kondisi, yaitu :

1. Tiang pancang yang poernya flexible atau tiang pancang yang terjepit diujungnya
2. Tiang pancang dengan poer kaku menempel diatas permukaan tanah
3. Tiang pancang dengan poer kaku terletak pada suatu ketinggian.

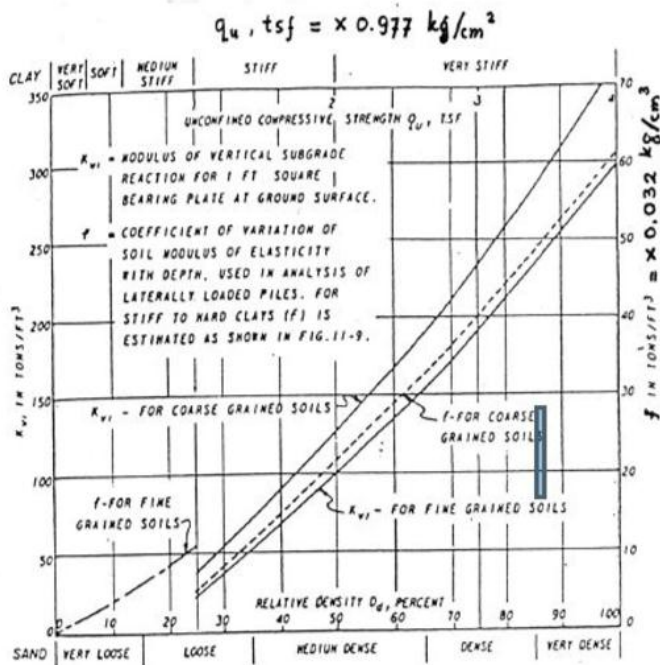
Untuk tiang pancang dengan poer kaku prosedur perhitungannya sebagai berikut :

1. Menghitung faktor kekakuan relatif (*relative stiffness factor*)
Untuk mencari besarnya nilai f didapat dari grafik pemampatan langsung untuk pondasi dalam pada Gambar 2.12.
2. Menentukan nilai koefisien defleksi ($F\delta$) dan koefisien momen (F_m) berdasarkan Gambar. Daerah yang mengalami defleksi yang paling besar adalah pada area permukaan, sehingga untuk mencari koefisien defleksi ($F\delta$) dan

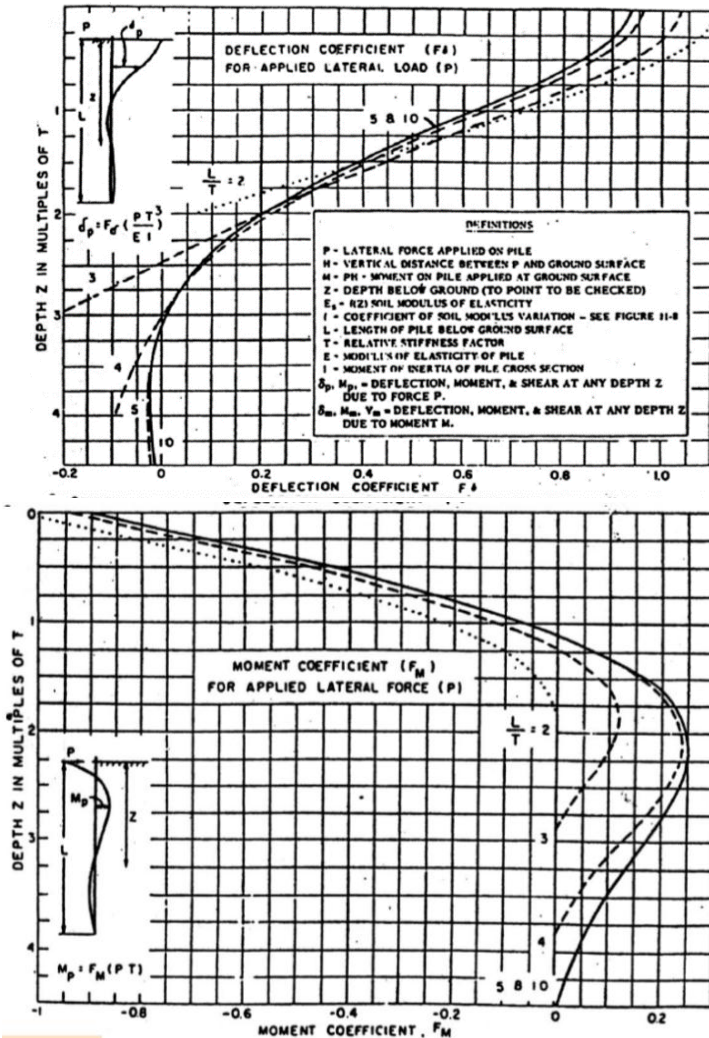
koefisien momen (F_m) dapat di plot menggunakan Gambar 2.13.

3. Menghitung defleksi dan besarnya momen yang terjadi berdasarkan rumusan berikut :

Besar defleksi dan momen yang dihitung ditinjau dari arah x dan arah y dengan batasan nilai defleksi maksimum sebesar 1 inch (2,54 cm) dan batasan momen maksimum yang terjadi berdasarkan momen crack tiang pancang yang direncanakan.

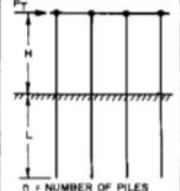

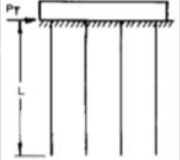

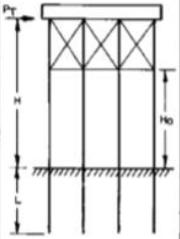



Gambar 2. 12 Koefisien variasi (f) untuk tiang pancang yang menerima beban lateral (NAFVAC DM-7, 1971)



Gambar 2. 13 Koefisien-koefisien untuk tiang pancang yang menerima beban lateral pada kondisi II.

(NAFVAC DM-7, 1971)

CASE I. FLEXIBLE CAP, ELEVATED POSITION		
CONDITION	LOAD AT GROUND LINE FOR EACH PILE:	DESIGN PROCEDURE
 <p>$n = \text{NUMBER OF PILES}$</p>	$P = \frac{P_T}{n}$ $M = PH$  <p>DEFLECTED POSITION</p>	<p>FOR DEFINITION OF PARAMETERS SEE FIGURE 12</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. COMPUTE RELATIVE STIFFNESS FACTOR. $T = \left(\frac{EI}{k} \right)^{1/3}$ 2. SELECT CURVE FOR PROPER $\frac{L}{T}$ IN FIGURE 11. 3. OBTAIN COEFFICIENTS F_B, F_M, F_V AT DEPTHS DESIRED. 4. COMPUTE DEFLECTION, MOMENT AND SHEAR AT DESIRED DEPTHS USING FORMULAS OF FIGURE 11. <p>NOTE: "t" VALUES FROM FIGURE 9 AND CONVERT TO LB/IN³.</p>
CASE II. PILES WITH RIGID CAP AT GROUND SURFACE		
		<ol style="list-style-type: none"> 1. PROCEED AS IN STEP 1, CASE I. 2. COMPUTE DEFLECTION AND MOMENT AT DESIRED DEPTHS USING COEFFICIENTS F_B, F_M AND FORMULAS OF FIGURE 12. 3. MAXIMUM SHEAR OCCURS AT TOP OF PILE AND EQUALS $P = \frac{P_T}{n}$ IN EACH PILE.
CASE III. RIGID CAP, ELEVATED POSITION		
	<p>DEFLECTED POSITION</p> 	<ol style="list-style-type: none"> 1. ASSUME A HINGE AT POINT A WITH A BALANCING MOMENT M APPLIED AT POINT A. 2. COMPUTE SLOPE θ_2 ABOVE GROUND AS A FUNCTION OF M FROM CHARACTERISTICS OF SUPERSTRUCTURE. 3. COMPUTE SLOPE θ_1 FROM SLOPE COEFFICIENTS OF FIGURE 13 AS FOLLOWS: $\theta_1 = F_\theta \left(\frac{P_T T}{EI} \right) + F_\theta \left(\frac{MT}{EI} \right)$ 4. EQUATE $\theta_1 = \theta_2$ AND SOLVE FOR VALUE OF M. 5. KNOWING VALUES OF P AND M, SOLVE FOR DEFLECTION, SHEAR, AND MOMENT AS IN CASE I. <p>NOTE: IF GROUND SURFACE AT PILE LOCATION IS INCLINED, LOAD P TAKEN BY EACH PILE IS PROPORTIONAL TO $1/H_0^3$.</p>

2.6 Perkuatan Lereng Tegak

2.6.1 Sheet Pile

Perkuatan *sheet pile* dibagi menjadi dua yaitu *Cantilever* dan *Anchored Sheet Pile*. Dalam Tugas Akhir ini akan dibahas mengenai *cantilever sheet pile* pada tanah berpasir (tanah berbutir). Berdasarkan buku Analisa Dan Desain Pondasi oleh Bowles (1988), turap bebas pada tanah pasir dihitung dengan langkah-langkah sebagai berikut :

- 1) Membuat sketsa dari kondisi-kondisi yang diberikan
- 2) Menghitung koefisien tekanan tanah aktif dan pasif

- 3) Menghitung tekanan $\bar{P}_p, \bar{P}_p', \bar{P}_p''$, jarak a dan tekanan resultan R_a dan lokasi y -nya. Lokasi dari resultan \bar{y} dapat ditentukan dari persamaan berikut bila diagram tekanannya merupakan segitiga dengan alas $H+a$ dan tingginya P_a sebagai

$$\bar{y} = \frac{H + a}{3} \quad (21)$$

Setelah nilai persamaan diatas dimasukan dalam persamaan berikut untuk mendapatkan nilai Y

$$Y^4 - Y^2 \frac{8R_a}{C} - Y \frac{12R_a \bar{y}}{C} - \frac{4R_a^2}{C^2} = 0 \quad (22)$$

Untuk memudahkan perhitungan dapat dicoba-coba dengan memasukan $Y = 0,75H$ untuk perhitungan pertama, karena kebanyakan dinding turap akan membutuhkan kedalaman penanaman sebesar $0,75H$ sampai H

- 4) Menghitung panjang keseluruhan:

$$L = H + D \quad (23)$$

$$D = Y + a$$

Dalam perencanaan cantilever sheet pile perlu dilakukan analisa stabilitas sheet pile wall sebagai berikut:

- a) Syarat : $BD = 1,2 - 1,4D_0$, $BD = 1,2 D_0$ sehingga :

$$D_0 = \frac{B}{1,2} \quad (24)$$

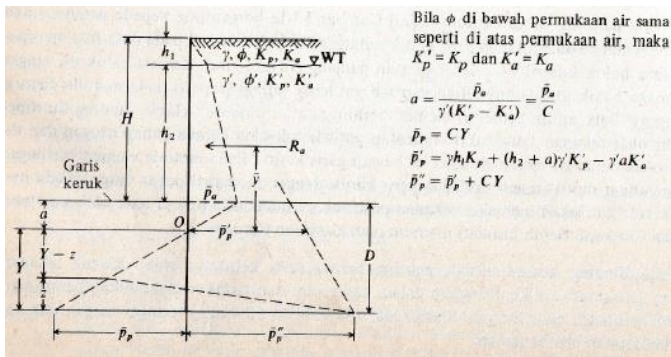
- b) Perhitungan tekanan tanah lateral menggunakan analisis Rankine
c) Tekanan tanah aktif akibat beban titik menggunakan Teori Bussinesq

$$I_B = \frac{3}{2\pi} \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right)^{\frac{5}{2}} \quad (25)$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{Q}{z^2} \times I_B \quad (26)$$

- d) Perhitungan angka keamanan (SF)
- e) Pemenuhan syarat tekanan tanah pasif (P_{p1})

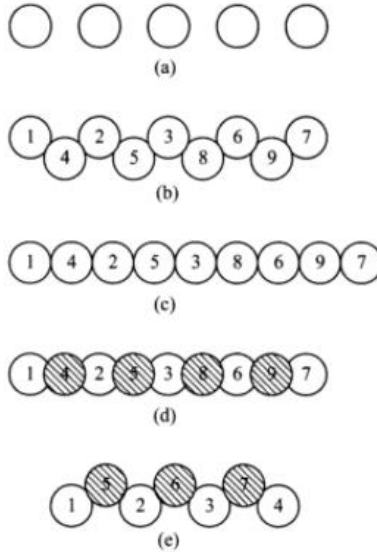
$$P_{p1} = \frac{\sum P_a \times H_1}{D_0} > \sum P_p \quad (27)$$



Gambar 2. 14 Cantilever Sheet Pile Pada Tanah Pasir
(Analisis Dan Desain Pondasi, 1993)

2.6.2 Secant Pile

Perencanaan *secant pile* merupakan perencanaan menggunakan metode tiang bor yang disusun berbaris secara tumpang tindih sebagai dinding penahan tanah dengan cara cor di tempat. Prosedur konstruksi tiang bor dengan cara cor di tempat dilakukan dengan mengebor lubang terlebih dahulu, kemudian memasukkan tulangan ke dalamnya dan diakhiri dengan pengecoran memakai pipa *Tremie*. *Secant pile* memiliki banyak variasi bentuk yaitu *independent pile*, *S pattern*, *line pattern*, *overlapping pattern*, dan *mix pattern*. Adapun perencanaan *secant pile* pada umumnya ditunjukkan oleh Gambar 2.15.



Gambar 2. 15 Layput Secant Pile (a) independent pile (b) S pattern (c) line pattern (d) overlapping pattern (e) mix pattern
(Deep Excavation: Theory and Practice, 2006)

Perhitungan kontrol tulangan *secant pile* meliputi tulangan utama dan sengkang. Tulangan utama didapatkan melalui *software* PCA.Col. Penulangan geser direncanakan dengan kriteria perencanaan lentur sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.1.1.

$$\phi V_n \geq V_u \quad (28)$$

dimana,

ϕV_n = kuat geser penampang

V_u = geser ultimate yang ditahan oleh penampang

Kuat geser nominal dari penampang merupakan gabungan kuat geser beton (V_c) dan tulangan (V_s) sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.2.1.1 dan pasal 11.4.5.3.

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \quad (29)$$

$$V_s = 0,33 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \quad (30)$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 11.5.6.2 jarak maksimum antar sengkang yang tidak memerlukan sengkang tertutup tidak boleh melebihi

$$S = \frac{d}{2} \leq 300 \text{ mm} \quad (31)$$

2.7 Perkuatan Lereng Miring

2.7.1 *Gabion*

Sistem *gabion* mengandalkan berat sendiri untuk menahan tekanan tanah. Gaya utama yang bekerja pada *gabion* adalah gaya vertikal dari berat *gabion*. *Gabion* dalam perkuatan lereng tidak berfungsi sebagai perkuatan struktural tapi, berfungsi sebagai pelindung tanah timbunan agar tidak tergerus oleh air. Perencanaan *gabion* perlu dikontrol terhadap guling dan geser. Menurut MGS atau *Modular Gabion System*, perencanaan *gabion* mengikuti langkah-langkah sebagai berikut:

1) Menghitung tekanan tanah

$$P_a = K_a \left(\gamma_{\text{soil}} \times \frac{H^2}{2} + q \times H \right) \quad (32)$$

$$P_h = P_a \times \cos\beta \quad (33)$$

Dengan

P_a : tekanan tanah (ton/m)

K_a : koefisien aktif

γ_{soil} : berat jenis tanah (ton/m³)

q : beban *surchage*

H : tinggi *gravity wall* (m)

Nilai K_a dihitung menggunakan rumus

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2\beta \cos(\delta + \beta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \beta) \cos(\alpha - \beta)} \right]^2} \quad (34)$$

Dengan:

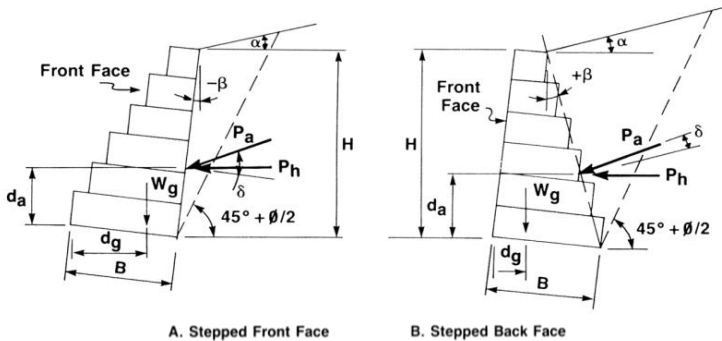
α : sudut longsor tanah diatas dinding

β : sudut muka longsor dengan garis vertikal

δ : sudut gesekan dinding (karena gesekan relatif kecil maka dianggap $\delta=0$)

ϕ : sudut geser tanah

Selain menggunakan rumus nilai K_a juga dapat diperoleh dari Tabel mmmmm. Nilai K_a bermacam-macam tergantung pada α , β , dan δ .



Gambar 2. 16 Gravity Wall (MGS, 2017)

Tabel 2. 5 Nilai Koefisien Tekanan Aktif

Active Pressure Coefficient, K_a								
β	α	$\phi = 10$	$\phi = 15$	$\phi = 20$	$\phi = 25$	$\phi = 30$	$\phi = 35$	$\phi = 40$
-6	0	0.68	0.56	0.45	0.37	0.29	0.23	0.18
-6	5	0.74	0.6	0.49	0.39	0.31	0.24	0.19
-6	10	0.94	0.67	0.53	0.42	0.33	0.26	0.2
-6	15		0.89	0.59	0.46	0.35	0.27	0.21
-6	20			0.82	0.52	0.39	0.29	0.22
-6	25				0.75	0.44	0.32	0.24
-6	30					0.67	0.37	0.26
-6	35						0.58	0.3
-6	40							0.49
0	0	0.7	0.59	0.49	0.41	0.33	0.27	0.22
0	5	0.77	0.63	0.52	0.43	0.35	0.28	0.23
0	10	0.97	0.7	0.57	0.46	0.37	0.3	0.24
0	15		0.93	0.64	0.5	0.4	0.32	0.25
0	20			0.88	0.57	0.44	0.34	0.27
0	25				0.82	0.5	0.38	0.29
0	30					0.75	0.44	0.32
0	35						0.67	0.37
0	40							0.59
5	0	0.73	0.62	0.52	0.44	0.37	0.31	0.25
5	5	0.8	0.67	0.56	0.47	0.39	0.32	0.26
5	10	1	0.74	0.61	0.5	0.41	0.34	0.28
5	15		0.98	0.68	0.55	0.45	0.36	0.29
5	20			0.94	0.62	0.49	0.39	0.31
5	25				0.89	0.56	0.43	0.34
5	30					0.83	0.5	0.37
5	35						0.76	0.43
5	40							0.68
10	0	0.76	0.65	0.56	0.48	0.41	0.34	0.29
10	5	0.83	0.7	0.6	0.51	0.43	0.36	0.3
10	10	1.05	0.78	0.65	0.55	0.46	0.38	0.32
10	15		1.04	0.74	0.6	0.5	0.41	0.34
10	20			1.02	0.68	0.55	0.44	0.36
10	25				0.98	0.63	0.49	0.39
10	30					0.92	0.57	0.43
10	35						0.86	0.5
10	40							0.79
15	0	0.79	0.69	0.6	0.52	0.45	0.39	0.33
15	5	0.87	0.75	0.65	0.56	0.48	0.41	0.35
15	10	1.1	0.83	0.71	0.6	0.51	0.43	0.37
15	15		1.11	0.8	0.66	0.55	0.47	0.39
15	20			1.1	0.75	0.61	0.51	0.42
15	25				1.08	0.7	0.56	0.45
15	30					1.04	0.65	0.5

2) Menghitung jarak vertikal

$$da = \frac{H(H + \frac{3q}{\gamma_s})}{3(H + \frac{2q}{\gamma_s})} \quad (35)$$

Dengan

da : jarak vertikal (m)

H : tinggi *gravity wall* (m)

q : beban *surchage*

γ_s : berat jenis tanah (t/m³)

3) Menghitung momen dorong

$$M_0 = da \times Ph \quad (36)$$

4) Menghitung berat *gabion*

$$Wg = A_{gabion} \times \gamma_{gabion} \quad (37)$$

5) Menghitung jarak horizontal

dg adalah jarak horizontal yang merupakan titik berat *gabion*.

6) Menghitung momen penahan

$$M_R = W_{gabion} \times dg \quad (38)$$

7) Cek kontrol *overturning*

Tekanan tanah aktif menyebabkan terjadinya guling pada *gabion* sehingga diperlukan kontrol *overturning* dengan nilai SF minimum 2.

$$SF = \frac{M_R}{M_0} \quad (39)$$

Nilai SF minimum 2.

8) Cek kontrol *sliding*

Tekanan tanah aktif juga menyebabkan terjadinya geser pada *gabion* sehingga diperlukan kontrol *sliding* dengan nilai SF minimum 1,5.

$$SF = \frac{\mu W_g}{P_h} \quad (40)$$

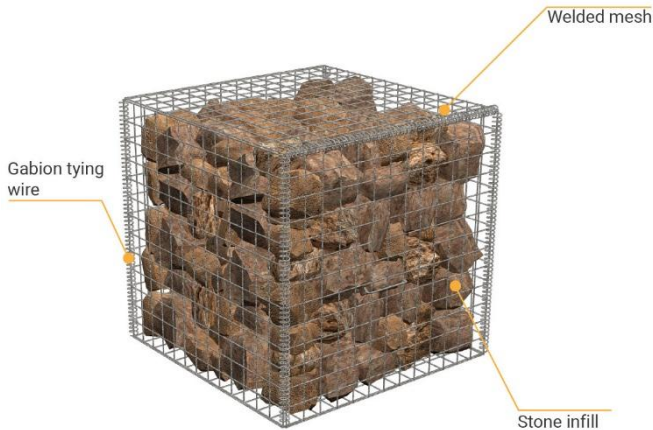
Dengan

μ : koefisien sliding friction, $\tan \phi$

W_g : berat *gabion* (ton)

P_h : gaya horizontal (ton)

Perumusan diatas adalah perumusan desain *gabion* yang aman terhadap geser dan aman terhadap guling.



Gambar 2. 17 Ilustrasi *Gabion*

(<http://www.tcs-geotechnics.co.uk/gabion-baskets/>, 2018)

2.7.2 *Geogrid*

Geogrid adalah produk geosintetik yang terdiri dari jaringan yang beraturan dan terhubung satu sama lainnya, dengan ukuran bukaan lebih besar dari 6,35 mm sehingga memungkinkan untuk saling mengunci dengan tanah, batuan ataupun struktur lain di sekitarnya serta memiliki fungsi primer sebagai perkuatan (ASTM D 4439). Berikut ini perhitungan perencanaan *geogrid* sama dengan langkah-langkah perhitungan geotextile sebagai berikut:

1) Perhitungan Gaya Tarik Ijin ($T_{allowable}$)

$$T_{all} = \frac{T_{ult}}{FS_{CR} \times FS_{ID} \times FS_{CD} \times FS_{BD}} \quad (41)$$

Dimana,

T_{ult} = gaya tarik ultimate

FS_{CR} = faktor reduksi akibat rangkai

FS_{ID} = faktor reduksi akibat instalasi

FS_{CD} = faktor reduksi akibat Kimia

FS_{BD} = faktor reduksi akibat Biologi

2) Perhitungan Panjang *Geogrid* dibelakang Bidang Longsor

$$L_e = \frac{T_{all} \times SF}{(\tau_1 + \tau_2) \times E} \quad (42)$$

Dimana,

L_e = panjang *geogrid* dibelakang bidang longsor

τ_1 = tegangan geser antara *geogrid* dan timbunan ,

$$\tau_1 = C + \sigma'_n \tan\left(\frac{2}{3}\phi\right)$$

τ_2 = tegangan geser antara tanah dasar dan *geogrid*

E = Efisiensi (80%)

Syarat L_e pakai minimum yaitu 1 m.

3) Perhitungan Kebutuhan *Geogrid*

Jumlah lapis *geogrid* dihitung sampai didapatkan hasil:

$$\sum M_{geogrid} = \sum M_p \quad (43)$$

4) Perhitungan Panjang *Geogrid* di depan Bidang Longsor (L_d)

Panjang *geogrid* di depan bidang longsor tergantung pada hasil analisis panjang bidang longsor lereng.

5) Perhitungan Panjang Total *Geogrid*

$$L_{total} = L_e + L_d \quad (44)$$

2.7.3 Geotextile

Setiap bahan tekstil yang umumnya lolos air yang dipasang bersama pondasi, tanah, batuan atau material geoteknik lainnya sebagai suatu kesatuan dari sistem struktur, atau suatu produk buatan manusia. Berikut ini adalah langkah-langkah perhitungan geotextile:

1) Perhitungan Gaya Tarik Ijin ($T_{allowable}$)

$$T_{all} = \frac{T_{ult}}{FS_{CR} \times FS_{ID} \times FS_{CD} \times FS_{BD}} \quad (45)$$

Dimana,

T_{ult} = gaya tarik ultimate

FS_{CR} = faktor reduksi akibat rangkai

FS_{ID} = faktor reduksi akibat instalasi

FS_{CD} = faktor reduksi akibat Kimia

FS_{BD} = faktor reduksi akibat Biologi

2) Perhitungan Panjang Geotextile dibelakang Bidang Longsor

$$L_e = \frac{T_{all} \times SF}{(\tau_1 + \tau_2) \times E} \quad (46)$$

Dimana,

L_e = panjang geotextile dibelakang bidang longsor

τ_1 = tegangan geser antara geotextile dan timbunan ,

$$\tau_1 = C + \sigma'_n \tan\left(\frac{2}{3}\phi\right)$$

τ_2 = tegangan geser antara tanah dasar dan geotxtile

E = Efisiensi (80%)

Syarat L_e pakai minimum yaitu 1 m.

3) Perhitungan Kebutuhan Geotextile

Jumlah lapis *geogrid* dihitung sampai didapatkan hasil:

$$\sum M_{\text{geotextile}} = \sum M_p \quad (47)$$

4) Perhitungan Panjang Geotextile di depan Bidang Longsor (L_d)
 Panjang geotextile di depan bidang longsor tergantung pada hasil analisis panjang bidang longsor lereng atau menggunakan rumus berikut:

$$L_d = (H - Z) \times \tan \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right) \quad (48)$$

5) Perhitungan Panjang Lipatan Geotextile

$$L_o = \frac{1}{2} L_e \quad (49)$$

6) Total Panjang Geotextile

$$L_{\text{total}} = L_e + L_d + L_o + S_v \quad (50)$$

2.7.4 *Geobag*

Geobag adalah geosintetik yang diisi dengan tanah dan dijahit sehingga berbentuk bantalan-bantalan yang dimanfaatkan untuk menggantikan batuan / bangunan proteksi pantai yang konvensional. *Geobag* lebih stabil secara hidrolik dan geoteknik sebab kantong ini lebih berat, lebih lebar dengan perbandingan tinggi yang proporsional serta berfungsi dengan baik karena tersusun dari unit-unit yang terintegrasi.

Pada prinsipnya, *geobag* adalah geosintetik yang menahan tanah atau material yang ada di dalam dan disaat yang bersamaan harus dapat mengalirkan air keluar tanpa membawa butiran material dari dalam. Prinsip dasar perencanaan *geobag* dianggap seperti armor, dimana setiap perhitungan armor memiliki parameter posisi armor (*runk* atau *head*), bentuk armor, sudut kemiringan lereng, tinggi gelombang dan kedalaman sungai ataupun laut. Dalam perencanaan Tugas Akhir ini material hasil

dredging dapat digunakan untuk bahan pengisi *geobag*. Produk ini berfungsi sebagai proteksi erosi permukaan sepanjang lereng dan saluran atau sungai. Dalam perencanaan pelindung pantai perhitungan kebutuhan *geobag* dibuat seperti perhitungan berat lapis lindung material batu. Hal ini bertujuan berat minimal dari masing-masing *geobag* agar dapat menahan gelombang yang datang dihitung dengan rumus Hudson (1959).

$$W = \frac{\gamma_r H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \theta} \quad (51)$$

$$S_r = \frac{\gamma_r}{\gamma_a} \quad (52)$$

Dimana,

W = berat pelindung

γ_r = berat jenis pelindung

γ_a = berat jenis air laut

θ = sudut kemiringan

K_D = koefisien stabilitas

Koefisien stabilitas K_D dan nilai $\cot \theta$ berdasarkan Tabel 2.6.

Struktur *geobag* yang berbentuk seperti silinder atau tabung apabila diisi 100% maka dapat diperoleh H_G dan I_G yang dama dan bertindak sebagai jari-jari tabung. Perhitungan dimensi *geobag* menggunakan persamaan berikut:

$$I_G = \frac{\pi d}{2} e^{0,45 F_f} \quad (53)$$

$$H_G = F_f \times d^F \quad (54)$$

Dimana,

F_f = fill factor

Fill factor yang biasa digunakan dalam perencanaan sebesar 60%-80%. Jumlah *geobag* yang dipasang dalam satu baris dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$n = \frac{\text{Panjang lereng satu baris}}{P_G} \quad (55)$$

Dimana,

P_G = panjang *geobag*

Tabel 2. 6 koefisien Stabilitas K_D Untuk Jenis Pelindung
(Bremabag, 2018)

No- Damage Criteria and Minor Overlapping							
Armor Units	n ³	Placement	Structure Trunk		Structure Head		Slope Cot θ
			K _r ²		K _D		
			Breaking Wave	Nonbreaking Wave	Breaking Wave	Nonbreaking Wave	
Quarystone	2	Random	1.2	2.4	1.1	1.9	1.5 to 3.0
Smooth rounded	>3	Random	1.6	3.2	1.4	2.3	s
Smooth rounded	1	Random 4	4	2.9	4	2.3	s
Rough angular	2	Random	2.0	4.0	1.9	3.2	1.5
Rough Angular	>3	Random	2.2	4.5	2.1	4.2	s
Rough Angular	2	Special	5.8	7.0	5.3	6.4	s
Parallepiped 7	2	Special	7.0-20.0	8.5-24.0	----	----	s
Tetrapod and Quadripod	2	Random	7.0	8.0	5.0 4.5 3.5	6.0 5.5 4.0	1.5 2.0 3.0
Tribar	2	Random	9.0	10.0	8.3 7.8 6.0	9.0 8.5 6.5	1.5 2.0 3.0
Geotextile Geobag™	2	Random	5.0	4.5	4.3 3.8 2.7	5.0 5.2 4.6	1.5 2.0 3.0
Dolos	2	Random	15.8 ^a	31.8 ^a	8.0 7.0	16.0 14.0	2.0 ^a 3.0
Modified cube	2	Random	6.5	7.5	-----	5.0	s
Hexapod	2	Random	8.0	9.5	5.0	7.0	s
Toskane	2	Random	11.0	22.0			s
Tribar	1	Unifarm	12.0	15.0	7.5	9.5	s
Quarystone (K _{RR})							
Graded angular		Random	2.2	2.5	----	----	----

¹CAUTION: Those K_D values shown in italics are unsupported by test results and are only provided for preliminary design purposes

²Applicable to slopes ranging from 1 on 1.5 to 1 on 5

³n is the number of units comprising the thickness of the armor layer

⁴The use of single layer of quarystone armor units is not recommended for structure subject to breaking waves and only under special conditions for structure subject to nonbreaking waves. When it is used, the stone should be carefully placed

⁵Until more information is available on the variation of K_D value with slope, the use of K_D should be limited to slopes ranging from 1 on 1.5 to 1 on 3 some armor units tested on a structure head indicated a K_D - slope dependence

⁶Special placement with long axis of stone placed perpendicular to structure face.

⁷Parallelepiped - shaped stone: long slab - like stone dimension about 3 times the shortest dimension (Mikle and Davidson, 1979).

⁸Refers to no - damage criteria (<5 percent displacement, rocking, etc); if no rocking (<2 percent) is desired, reduce K_D 50 percent (Zwamborn and Van Niekem, 1982).

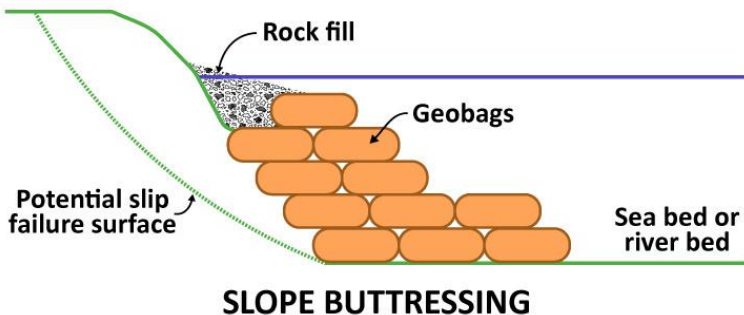
⁹Stability of dolosse on slopes steeper than 1 and 2 should be substantiated by site-specific model test.

Catatan :

*1 = penggunaan $n=1$ tidak disarankan untuk gelombang pecah

*2 = ampai ada ketentuan lebih lanjut tentang nilai KD, penggunaan dibatasi pada kemiringan 1:1.5 sampai 1:3

*3 = batu ditempatkan dengan sumbu panjangnya tegak lurus permukaan bangunan



Gambar 2. 18 Ilustrasi *Geobag* Untuk Perkuatan Lereng Pantai

2.8 Metode Analisis Kestabilan Menggunakan Program Bantu

Analisis stabilitas lereng merupakan suatu analisis guna memeriksa keamanan lereng alamiah, lereng galian maupun lereng timbunan. Faktor yang perlu dilakukan pemeriksaan adalah menghitung dan membandingkan tegangan geser yang terbentuk sepanjang permukaan retak yang paling kritis dengan kekuatan geser tanah yang bersangkutan, hasil perbandingan dari kedua parameter tersebut dinamakan angka keamanan. Umumnya angka keamanan didefinisikan sebagai (Das 1985):

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (56)$$

Dimana,

FS = angka keamanan

τ_f = kekuatan tanah untuk menahan kelongsoran

τ_d = gaya dorong yang berkerja sepanjang bidang longsor

2.8.1 Teori Bishop

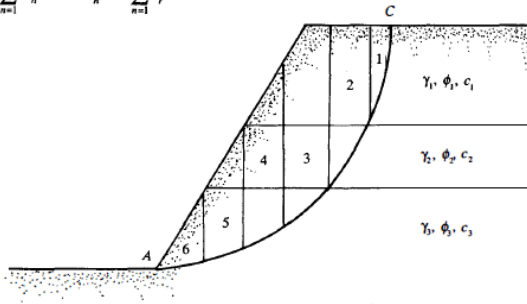
Pada tahun 1955, Bishop memperkenalkan suatu penyelesaian yang lebih teliti dari pada metode irisan sederhana. Metode ini menganggap bahwa gaya-gaya yang bekerja pada sisi-sisi irisan mempunyai resultan nol pada arah vertikal. Metode Bishop biasa digunakan untuk mencari jari-jari kelongsoran. Gambar 2.15 menunjukkan poligon gaya untuk keseimbangan dari irisan nomor n. Jumlah gaya dalam arah vertikal :

$$W_n + \Delta T = N_r \cos \alpha_n + \left[\frac{N_r \tan \phi}{F_s} + \frac{c \Delta L_n}{F_s} \right] \sin \alpha_n \quad (57)$$

Atau

$$N_r = \frac{W_n + \Delta T - \left[\frac{c \Delta L_n}{F_s} \sin \alpha_n \right]}{\cos \alpha_n + \frac{\tan \phi \cdot \sin \alpha_n}{F_s}} \quad (58)$$

$$\sum_{n=1}^{n=p} W_n r \sin \alpha_n = \sum_{n=1}^{n=p} T_n r$$



Gambar 2. 19 Analisa Stabilitas Dengan Metode Irisan Yang Biasa Untuk Talud Pada Tanah Yang Berlapis
(Mekanika Tanah 2, 1993)

kemudian dapat digunakan untuk menganalisis stabilitas lereng timbunan.

2.8.3. Program Bantu Plaxis

PLAXIS (*Finite Element Code For Soil and Rock Analysis*) adalah program permodelan dan *postprocessing* metode elemen hingga yang mampu melakukan analisis masalah-masalah geoteknik dalam perencanaan sipil. PLAXIS menyediakan berbagai analisa teknik tentang displacement, tegangan-tegangan yang terjadi pada tanah, dan lain-lain. Program ini dirancang untuk dapat melakukan pembuatan geometri yang akan dianalisis. Program ini terdiri dari empat buah sub program yaitu input, perhitungan (*calculation*), keluaran (*output*) dan kurva.

2.8.4. Program Bantu SAP 2000 & PCA COL

SAP 2000 adalah salah satu program bantu untuk memodelkan suatu struktur dan menghitung gaya dalam yang terjadi pada struktur. Gaya dalam yang didapat adalah gaya horizontal, gaya vertikal dan momen. Sedangkan PCA Col salah satu program untuk membantu perhitungan tulangan yang akan digunakan untuk *Secant Pile*. Peraturan yang digunakan adalah SNI 2847-2013, perencanaan bangunan beton untuk bangunan. Input perhitungan yang diminta dari PCA COL ini adalah besar momen dan tekanan aksial yang terjadi, dimensi dari secant pile, data mutu beton dan tulangan, dan ukuran serta banyak dari tulangan yang digunakan.

2.9 Perencanaan Dermaga

Pelabuhan marina adalah dermaga yang digunakan untuk kapal pesiar, speed boat. Pelabuhan memiliki peran dan fungsi sebagai tempat menampung dan melancarkan proses perpindahan barang atau orang dari kapal ke daratan (Iriani W, 2017). Pelabuhan marina memiliki fungsi untuk melayani naik turun penumpang. Fasilitas di pelabuhan disediakan sesuai kebutuhan, fungsi dan kelayakan pengadaan. Sesuai dengan fungsinya, pelabuhan marina memiliki fasilitas utama dalam pelabuhan yaitu

dermaga. Fungsi dari dermaga adalah sebagai tempat bertambatnya kapal dan pemindahan barang dan/atau penumpang. Pelabuhan memiliki beberapa tipe yaitu dermaga *Quay Wall*, dermaga *Dolphin* dan dermaga *Jetty*. Dalam Tugas Akhir ini akan direncanakan dermaga tipe *Quay*. Dermaga tipe *Quay* adalah terdiri struktur yang sejajar pantai, berupa tembok yang berdiri di atas pantai, konstruksi *sheet pile* baja/beton atau caisson beton. Biasanya di lokasi pantai tidak landai yang sering disebut sebagai pelabuhan alam sehingga kedalaman yang diinginkan tidak terlalu jauh dari garis pantai.

2.9.1 Karakteristik Kapal

Dalam perencanaan pelabuhan ada beberapa karakteristik kapal yang dapat mempengaruhi yaitu berat (volume) kapal, dimensi kapal, dan karakteristik kapal lain. Data awal untuk merencanakan pelabuhan adalah data berkaitan dengan ukuran kapal *Yacht* secara international dan kapal *Catamaran* sebagaimana dalam Tabel 2.7 dan Tabel 2.8.

Tabel 2. 7 International Rule Yacht (1965)

Class	Rated length (m)	LOA (m)	Beam (m)	Draft (m)	Displ (tons)
12 (1)	12,00	21,40	3,60	2,70	25,3
12 (2)	12,00	20,27	3,60	2,80	28,6
8 (1)	6,78	14,02	2,21	1,98	8
6 (1)	6,00	10,67	1,91	1,52	3,15
6 (2)	6,00	11,73	1,83	1,68	4,02

Tabel 2. 8 Dimension of Austal 48 (2007)

Principal Dimensions	
Length overall	47,5 m
Length (waterline)	43,8 m

Beam (moulded)	11,8 m
Hull depth (moulded)	3,8 m
Hull draft (maximum)	1,63 m

2.9.2 Perencanaan Beban Pelabuhan

Beban yang bekerja pada masing-masing jenis pelabuhan berbeda-beda tergantung pada fungsi pelabuhan dan fasilitas penunjang yang harus ada pada pelabuhan tersebut. Gaya-gaya yang bekerja pada dermaga dapat dibedakan menjadi gaya vertikal dan horisontal. Gaya vertikal meliputi berat sendiri bangunan dermaga dan beban hidup. Sedangkan gaya horisontal meliputi gaya benturan kapal ketika kapal merapat ke dermaga (gaya sandar, *berthing forces*) dan gaya tambat (*mooring forces*), yaitu gaya yang ditimbulkan ketika kapal bertambat didermaga dan dipengaruhi oleh angin, arus dan gelombang. Tabel 2.6 menunjukkan beban di pelabuhan bersarkan fungsinya.

1) Gaya sandar (*berthing forces*)

Dalam perencanaan dianggap bahwa benturan maksimum terjadi apabila kapal bermuatan penuh menghantam dermaga pada sudut 10° terhadap sisi depan dermaga (Triadmojo, 2009). Gaya benturan dapat ditahan dermaga tergantung pada energy benturan yang diserap fender.

Energi benturan:

$$E = \frac{WV^2}{2g} C_m C_e C_s C_c \quad (59)$$

Dimana,

E : energy benturan (ton meter)

V : komponen tegak lurus sisi dermaga dari kecepatan kapal pada saat membentur dermaga (m/s)

W : displacement (berat) kapal

g : percepatan gravitasi (m/s^2)

C_m : koefisien massa

C_e : koefisien eksentrisitas

C_s : koefisien kekerasan (diambil 1 karena dianggap tidak ada deformasi)

C_c : koefisien bentuk dari tambatan (diambil 0,9 untuk struktur solid Quay)

$$C_m = 1 + \frac{\pi}{2C_b} \frac{d}{B} \quad (60)$$

$$C_e = \frac{1}{1 + (l/r)^2} \quad (61)$$

Dimana

C_b : koefisien blok kapal

d : draft kapal (m)

B : lebar kapal (m)

L_{pp} : panjang garis air (m)

γ_0 : berat jenis air laut (t/m^3)

l : jarak sepanjang permukaan air dermaga dari pusat kapal sampai titik sandar kapal

r : jari-jari putaran di sekeliling pusat berat kapal pada permukaan air

Panjang garis air (L_{pp}) dapat dihitung dengan rumus berikut:

$$L_{pp} = 0,846 Lo a^{1,0193} \quad (62)$$

Nilai l dapat dihitung menggunakan rumus berikut:

$$l_1 = 0,5 \propto +e(1 - k)L_{pp} \cos\theta \quad (63)$$

$$l_2 = 0,5 \propto -e L_{pp} \cos\theta \quad (64)$$

Dimana:

θ : sudut bertambatnya kapal (diambil 10°)

α : rasio antara panjang paralel kapal terhadap L_{pp} (sebesar 0,5)

e : rasio jarak antar fender dalam arah longitudinal kapal terhadap Lpp $e = 6 \cos \frac{\theta}{L_{pp}}$

k : parameter titik kapal yang akan mengenai mooring facilities antara fender 1 dan 2 (nilai k sebesar 0-1)

Nilai r dan C_b dapat dihitung menggunakan rumus berikut:

$$r = 0,19C_b + 0,11L_{pp} \quad (65)$$

$$C_b = \frac{V}{L_{pp} \cdot B \cdot d} \quad (66)$$

Dimana:

d : draft kapal (m)

B : lebar kapal (m)

L_{pp} : panjang garis air (m)

V : volume yang dipindahkan, $\frac{\text{Deatweight tonnage}}{\text{Massa jenis air laut}}$

2) Gaya tambat (*mooring forces*)

Gaya tambat yang terjadi diakibatkan oleh berbagai macam faktor yaitu angin, arus dan bollard. Angin yang berhembus pada badan kapal dan dermaga akan menimbulkan gaya pada dermaga. Apabila arah angin menuju ke dermaga, maka gaya tersebut berupa gaya benturan ke dermaga. Sedangkan arahnya meninggalkan dermaga akan menyebabkan gaya tarikan kapal pada bollard. Besar gaya angin dapat dihitung menggunakan rumus berikut (Triadmojo, 2009):

Gaya longitudinal

$$R_w = 0,5P_a A_w \quad (67)$$

Gaya lateral

$$R_w = 1,1P_a A_w \quad (68)$$

Dimana:

$$P_a = 0,063v^2 \quad (69)$$

- R_w : gaya akibat angin (kg)
 P_a : tekanan angin(kg/m²)
 V : kecepatan angin (m/s)
 A_w : proyeksi bidang yang tertiuip angin (m²)

Selain angin , arus yang bekerja pada bagian kapal yang terendam air juga akan menyebabkan terjadinya gaya pada kapal yang kemudian diteruskan pada bollard. Berdasarkan buku Perencanaan Pelabuhan Bambang Triadmodjo besar gaya ditimbulkan oleh arus dapat dihitung menggunakan rumus berikut:

$$R_a = C_c \gamma_w A_c \left(\frac{V^2}{2g} \right) \quad (70)$$

Dimana:

- R : gaya akibat arus (kgf)
 A_c : luas kapal yang terendam air (m²)
 γ_w : massa jenis air laut (1025 kg/m³)
 V : kecepatan arus (m/s)
 C_c : koefisien tekanan arus

Nilai C_c dapat ditetntukan berdasarkan faktor berikut:

Untuk arus melintang

- Di air dalam , nilai $C_c = 1,0 - 1,5$
- Kedalaman air/draf kapal = 2, nilai $C_c = 2,0$
- Kedalaman air/draf kapal = 1,5, nilai $C_c = 3,0$
- Kedalaman air/draf kapal = 1,1, nilai $C_c = 5,0$
- Kedalaman air/draf kapal = 1, nilai $C_c = 6,0$

Untuk arus memanjang

- Laut dalam $C_c = 0,2$
- Kedalaman / draf kapal mendekati 1 , $C_c = 0,6$

Pada dermaga dimensi dan pengangkeran bollard didesain agar mampu menahan gaya tarikan kapal, yang paling tidak sama dengan gaya yang bisa memutuskan tali penambat. Tabel 2.9

memberikan gaya rencana pada bollard dan perkiraan jarak antar bollard.

Tabel 2. 9 Gaya Bollard dan Jarak Antara Bollard

Displacement Kapal (ton)	Gaya Bollard (kN)	Jarak Antara Bollard (m)	Gaya Bollard tegak lurus tambatan (kN/m)	Gaya Bollard Sepanjang Tambatan (kN/m)
2.000	100	5-10	15	10
5.000	200	10-15	15	10
10.000	300	15	20	15
20.000	500	20	25	20
30.000	600	20	30	20
50.000	800	20-25	35	20
100.000	1.000	24	40	25
200.000	1.500	30	50	30

Tabel 2. 10 Beban Perencanaan Pelabuhan

Beban Tambatan	Beban Operasional	
	Beban Merata	Beban Peralatan
General	Cargo 1-3 ton/m2	*) Mobile Crane *) Forklift *) Truck
Peti	Kemas 3-4 ton/m2	*) Gantry Crane *) Trailer *)Straddle Carrier
Curah Cair	1-2 ton/m2	*) Instalasi Pipa *) Mobile Crane
Curah Kering	1-2 ton/m2	*) Conveyor *) Mobile Crane

Penumpang	1-2 ton/m ²	*) Penumpang *) Kendaraan
Ferry Ro-Ro	1-2.5 ton/m ²	*) Kendaraan

2.9.3 Evaluasi Layout Dermaga

Layout dermaga harus dievaluasi dengan mempertimbangkan keselamatan navigasi kapal. Evaluasi meliputi layout perairan dan layout daratan.

1) Layout Perairan

Konstruksi dermaga yang akan direncanakan merupakan konstruksi dermaga *quay* atau *wharf* dengan konstruksi *sheet pile* sebagai struktur utama. Adapun beberapa fasilitas perairan yang dibutuhkan dermaga marina ini, diantaranya:

- Alur Pelayaran

Alur pelayaran dalam istilah pelabuhan mempunyai pengertian bahwa daerah yang dilalui kapal sebelum masuk ke dalam wilayah pelabuhan. Alur pelabuhan mempunyai fungsi untuk memberi jalan kepada kapal untuk memasuki wilayah pelabuhan dengan aman dan mudah dalam memasuki kolam pelabuhan. Parameter yang diperlukan untuk penentuan alur pelayaran adalah lebar, kedalaman, tikungan, dan panjang alur.

a) Lebar alur pelayaran:

Tabel 2. 11 Lebar Alur menurut OCDI (2002)

Panjang Alur	Kondisi Pelayaran	Lebar
Relatif panjang	Kapal sering bersimpangan	$2L_{OA}$
	Kapal tidak sering bersimpangan	$1,5L_{OA}$
Selain dari alur diatas	Kapal sering bersimpangan	$1,5L_{OA}$

	Kapal tidak sering bersimpangan	L_{OA}
--	---------------------------------	----------

b) Panjang alur masuk pelayaran

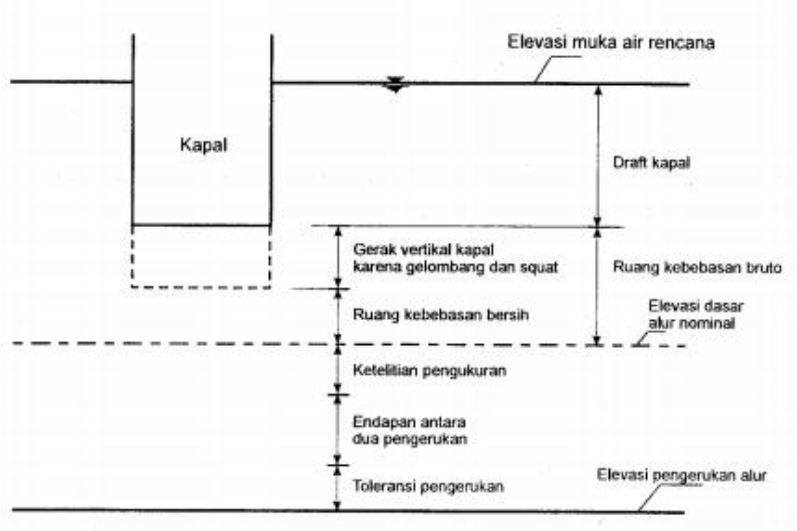
$$Sd_{min} = 3 \times Lo_a \tag{71}$$

c) Kedalaman Alur Pelayaran:

$$H = d + G + R + P + S + K = 1,15 \times d \tag{72}$$

Dimana,

- G = Gerak vertikal kapal karena gelombang dan squat
- R = Ruang kebebasan bersih
- P = Ketelitian pengukuran
- S = Endapan antara dua pengerukan
- K = Toleransi pengerukan



Gambar 2. 21 Kedalaman Alur Pelayaran
(Perencanaan Pelabuhan, 2009)

- Kolam Dermaga

Kolam pelabuhan adalah perairan yang berada didepan dermaga yang digunakan untuk bersandarnya kapal selama dalam pelabuhan. Saat kapal bersandar, kapal akan dengan mudah melakukan bongkar muat tanpa terganggu oleh gelombang, karena kolam pelabuhan berada didalam wilayah yang terlindung breakwater (pemecah gelombang) alami maupun buatan. Kedalam dermaga dapat dihitung sebagai berikut:

$$H = 1,1 \times draft \quad (73)$$

- Turning Basin

Kolam putar atau yang disebut dengan turning basin merupakan kolam yang berada diujung alur masuk atau dapat ditempatkan disepanjang alur bila alurnya panjang. Kapal diharapkan dapat bermanuver dengan kecepatan rendah (mendekati nol) atau dipandu. Area dibatasi dengan bentuk lingkaran berdiameter (Db). Sedangkan kedalaman kolam disamakan dengan alur masuk. Berdasarkan Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan (OCDI) nilai Db sebesar:

$$Db = 3 \times LOA \quad (74)$$

tanpa kapal pandu

2) Layout Daratan

Adapun evaluasi dari layout daratan adalah sebagai berikut :

- Dimensi Dermaga

Ukuran atau dimensi dermaga tergantung pada pada dimensi kapal terbesar dan jumlah kapal yang menggunakan dermaga. IMO (*International Maritime Organization*) memberikan persamaan untuk menentukan panjang dermaga, seperti diberikan oleh bentuk berikut :

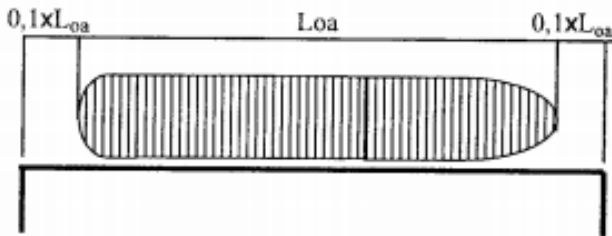
$$L_P = nL_{OA} + (n + 1) \times 10\% \times L_{OA} \quad (75)$$

Diamna,

L_p = Panjang dermaga

L_{OA} = Panjang kapal yang ditambat

n = jumlah kapal yang ditambat



Gambar 2. 22 Dimensi Wharf
(Perencanaan Pelabuhan, 2009)

- Elevasi Dermaga

Evaluasi dermaga dipengaruhi oleh besarnya beda pasang surut. Elevasi dermaga yang digunakan diambil dari data pasang surut. Elevasi dermaga dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$El = \text{beda pasang} + (0,5 \sim 1,5) \text{ m} \quad (76)$$

2.9.4 Struktur Dermaga

Struktur dermaga dapat dikelompokkan menjadi dua macam yaitu dermaga konstruksi terbuka dan dermaga konstruksi tertutup. Pada Tugas Akhir ini dibahas mengenai dermaga konstruksi tertutup berupa *wharf* atau *quay*. Dermaga konstruksi tertutup yaitu dimana batas antara darat dan perairan dipisahkan oleh suatu dinding yang berfungsi menahan tanah di belakangnya, dapat berupa dinding massa, caisson, turap dan dinding penahan tanah. Perencanaan dermaga *Quay* dalam Tugas Akhir ini direncanakan menggunakan turap sheet pile beton. Secara umum prosedur perencanaan struktur sheetpile yang harus ditempuh agar perencanaan teratur dan mencakup seluruh bagian struktur sebagai

adaptasi dari “Technical Standard For Port and Harbour Facilities in Japan” adalah sebagai berikut :

- 1) Penentuan persyaratan perencanaan
- 2) Perhitungan gaya luar
- 3) Perhitungan gaya reaksi dan momen yang bekerja pada sheetpile dan panjang pembenaman
- 4) Check terhadap sliding
- 5) Penentuan ukuran penampang sheetpile
- 6) Perencanaan detil struktur

Selain struktur dinding penahan tanah dalam Tugas Akhir akan dibahas struktur atas dan bawah dermaga yaitu platform , mooring dolphin , breasting dolphin dan tiang pancang. Pada perencanaan bangunan atas meliputi perencanaan pelat, balok memanjang serta balok melintang dari platform. Perencanaan struktur dermaga menggunakan program bantu SAP 2000 V14.0 dan penulangan memakai peraturan PBI 71 dengan alasan :

- a) Pada struktur di daerah pantai harus dihindari adanya retak agar tidak terjadi perkaratan pada tulangan yang akan berakibat fatal pada kerusakan struktur.
- b) Pada bangunan pelabuhan sering terjadi beban berlebih akibat beban luar, baik berupa arus, gelombang, gempa dan lain-lain.

Type material untuk tiang pancang meliputi: Kayu, Beton Precast, Beton Prestress, Pipa baja bulat maupun kotak dengan atau tanpa sepatu tiang , baja pita yang dibentuk pipa, Profil baja bentuk I atau H dengan atau tanpa selimut beton, tiang ulir baja, dan sebagainya. Daya dukung tiang pada masing-masing kedalaman menggunakan perumusan yang ada misal dari Meyerhoff, Terzaghi, Luciano Decourt dan sebagainya sehingga dihasilkan grafik kurva daya dukung untuk beberapa ukuran dan type tiang. Kontrol kekuatan internal bahan dilakukan dengan mengecek besarnya tegangan yang terjadi akibat beban luar harus lebih rendah dari tegangan ijin bahan, dan Momen yang terjadi harus lebih kecil dari kekuatan momen ultimate atau momen crack dari

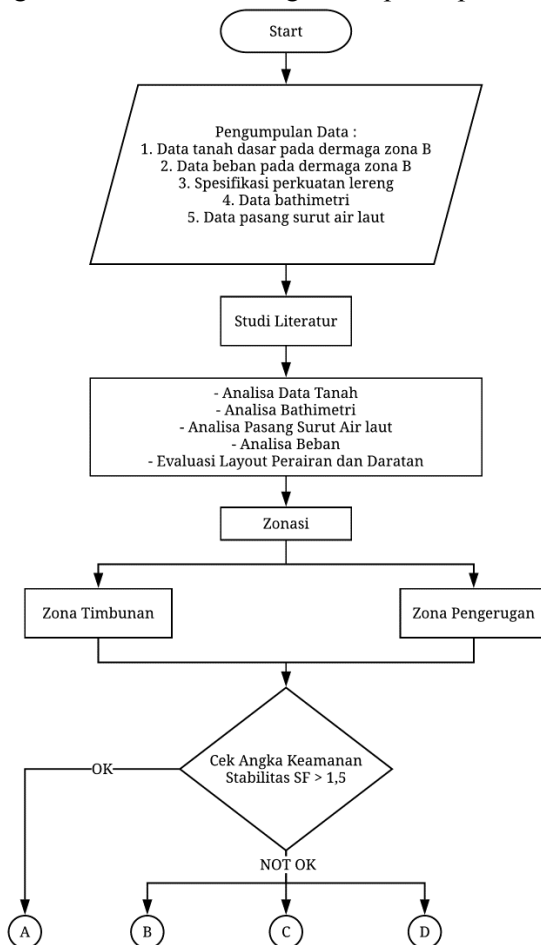
bahan. Tiang juga perlu dicek kekuatannya pada saat berdiri sendiri, khususnya terhadap frekuensi gelombang. Frekuensi tiang harus lebih besar dari frekuensi gelombang supaya tiang tidak bergoyang dan patah.

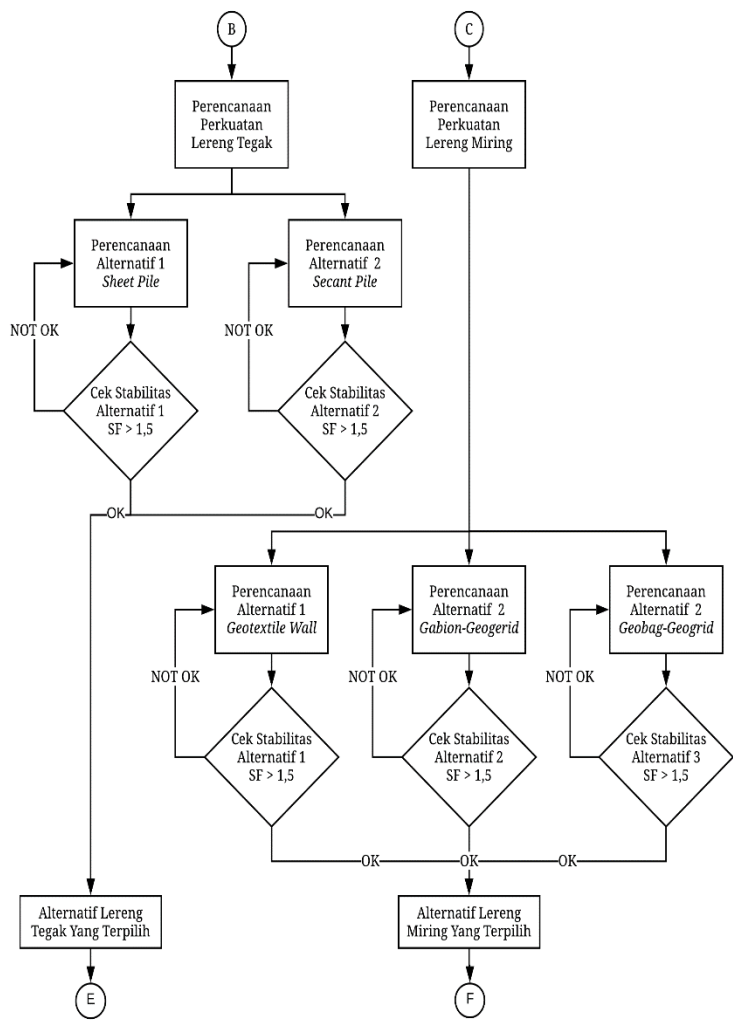
BAB III

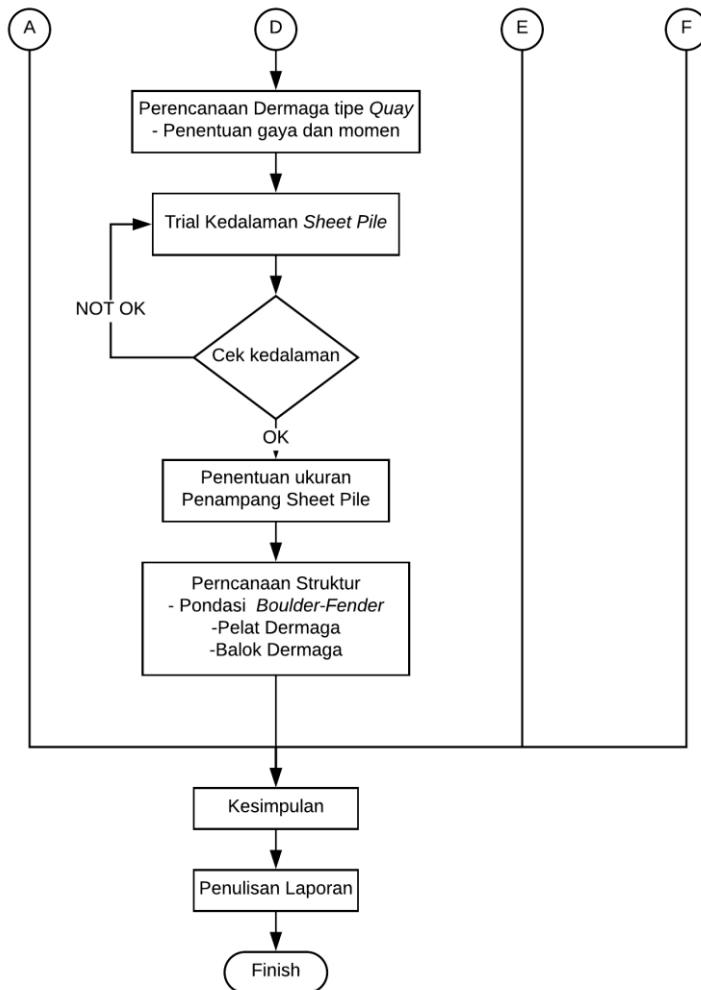
METODOLOGI

3.1 Alir Metodologi

Penyelesaian Tugas Akhir berjudul “Perencanaan Perkuatan Tanah Untuk Pelabuhan Kapal Pesiar Zona B Marina Boom Banyuwangi” akan dilakukan dengan tahapan seperti berikut :







3.2 Penjelasan Bagan Alir

Langkah-langkah pengerjaan Tugas Akhir ini dapat diuraikan sebagai berikut :

1) Pengumpulan Data

Data yang dibutuhkan dalam tugas akhir ini adalah data kondisi tanah pada dermaga, data beban yang digunakan dalam dermaga, data bachimetri, data pasang surut air laut, dan spesifikasi perkuatan lereng yang digunakan.

2) Studi Literatur

Studi Literatur dilakukan untuk mendapatkan pemahaman terhadap masalah agar tujuan dapat tercapai dengan tepat. Studi literatur mengacu pada teori yang berhubungan dengan masalah tugas akhir. Hal ini dilakukan mengacu pada perhitungan stabilitas lereng, pengoperasian software geoslope, Plaxis atau XSTBL, dan perhitungan perencanaan alternatif perkuatan lereng.

3) Analisa Data Bathimetri

Analisa data bachimetri dilakukan untuk mengetahui kontur /topografi dasar laut sehingga dapat direncanakan seberapa dalam pengerukan.

4) Analisa Data Pasang Surut Air Laut

Analisa data pasang surut air laut digunakan sebagai acuan untuk menentukan seberapa dalam pengerukan yang aman agar kapal yacht dapat lewat.

5) Penentuan Zona Cut and Fill

Penentuan zona cut and fill dilakukan untuk meratakan bibir muka pantai agar seragam.

6) Analisa Data Tanah dan Beban

Analisa data tanah dan beban dilakukan untuk merencanakan perkuatan yang kuat menahan internal dan eksternal stabilitas.

7) Perencanaan Perkuatan Lereng Tegak

Perencanaan perkuatan lereng tegak meliputi perhitungan kedalaman, momen defleksi dan cek internal & eksternal stability. Alternatif yang digunakan adalah *sheet pile* dan *secant pile*.

8) Perencanaan Perkuatan Lereng Miring

Perencanaan perkuatan lereng miring meliputi perhitungan dimensi, kebutuhan dan cek internal & eksternal stability. Alternatif yang digunakan adalah kombinasi *gabion*, geotextile dan *geobag*.

9) Perencanaan Dermaga Tipe Quay

Perencanaan dermaga tipe *quay* meliputi perencanaan kolam dermaga, lebar dermaga, fender & boulder , dan *quay wall protection*.

10) Kesimpulan

Penyimpulan hasil perencanaan dalam tugas akhir.

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

BAB IV

ANALISA DATA

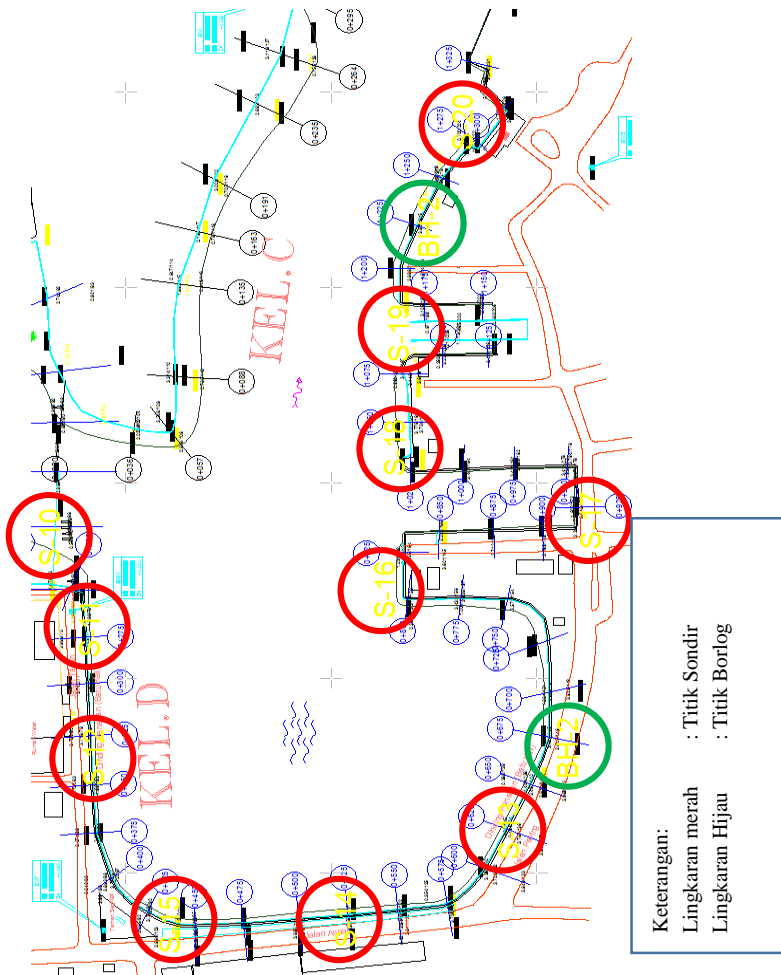
4.1 Analisa Data Tanah

Parameter tanah yang dibutuhkan dalam perencanaan perkuatan tanah yaitu berat jenis (γ), sudut geser (ϕ), kerapatan relatif (D_r), poisson ratio (ν), modulus young (E). Parameter tanah didapatkan dari hasil laboratorium ITS yang dapat dilihat dalam Lampiran 1. Jenis tanah pada Marina Boom Banyuwangi ini adalah dominan pasir. Penyelidikan geoteknik telah dilakukan oleh Laboratorium Tanah ITS dengan melakukan pemboran pada 2 titik. Titik bor ditunjukkan pada Gambar 4.1.

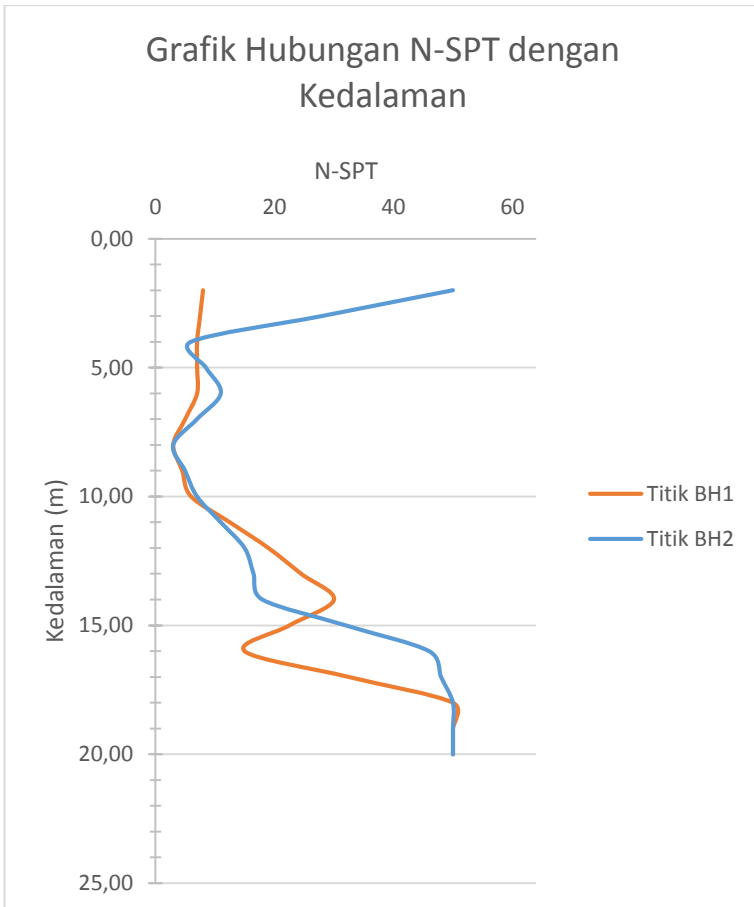
Pengolahan data tanah pada Tugas Akhir ini dilakukan dengan membandingkan data borlog BH-1 dengan BH-2 dan membandingkan data 11 titik sondir. Data sondir terdekat dengan titik borlog adalah titik S19 dan S20, sehingga titik tersebut digunakan sebagai acuan untuk membandingkan 11 data sondir dan 2 data borlog. Berdasarkan perbandingan parameter yang ada menunjukkan nilai yang hampir sama maka digunakan rata-rata dari kedua data tanah yang dapat dilihat dalam Tabel 4.1. Hubungan grafik antar parameter ditunjukkan dalam Gambar 4.2– 4.6.

Tabel 4. 1 Hasil Rata-rata Parameter Tanah

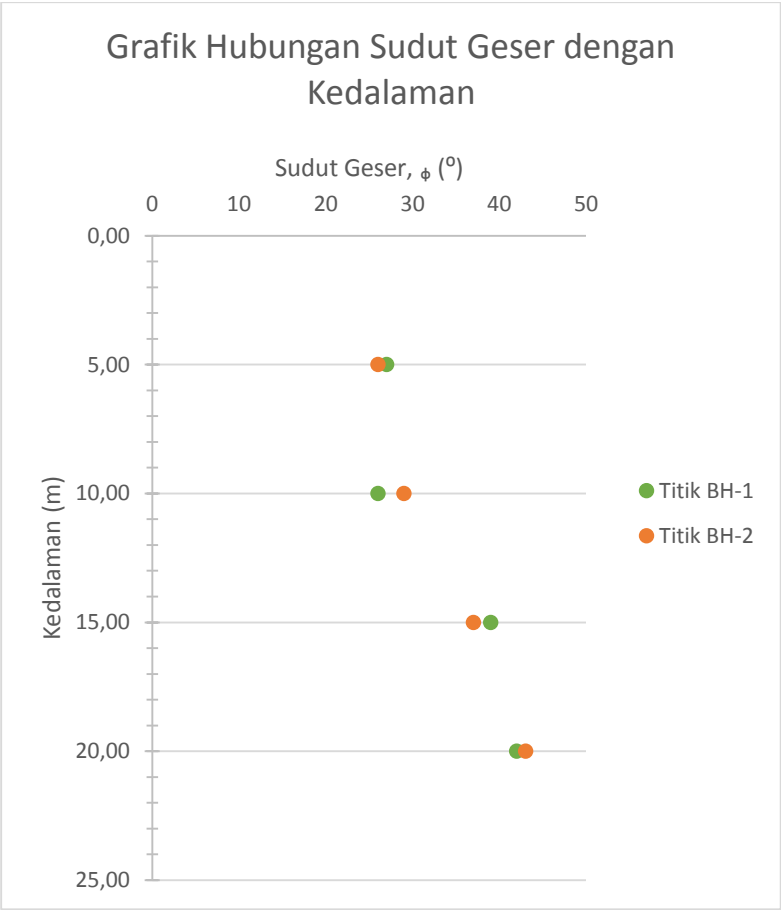
No.	Kedalaman	γ_{sat}	γ_{dry}	γ_t	Wc	ϕ	C	e
	(m)	(ton/m ³)	(ton/m ³)	(ton/m ³)	(%)	(°)	(kg/m ²)	
1	0-5	1,860	1,398	1,860	33,090	26,500	0	0,861
2	5-10	1,892	1,438	1,892	31,59	27,5	0	0,831
3	10-15	1,9235	1,4845	1,9235	29,56	38	0	0,782
4	15-20	1,9575	1,559	1,9575	25,585	42,5	0	0,663



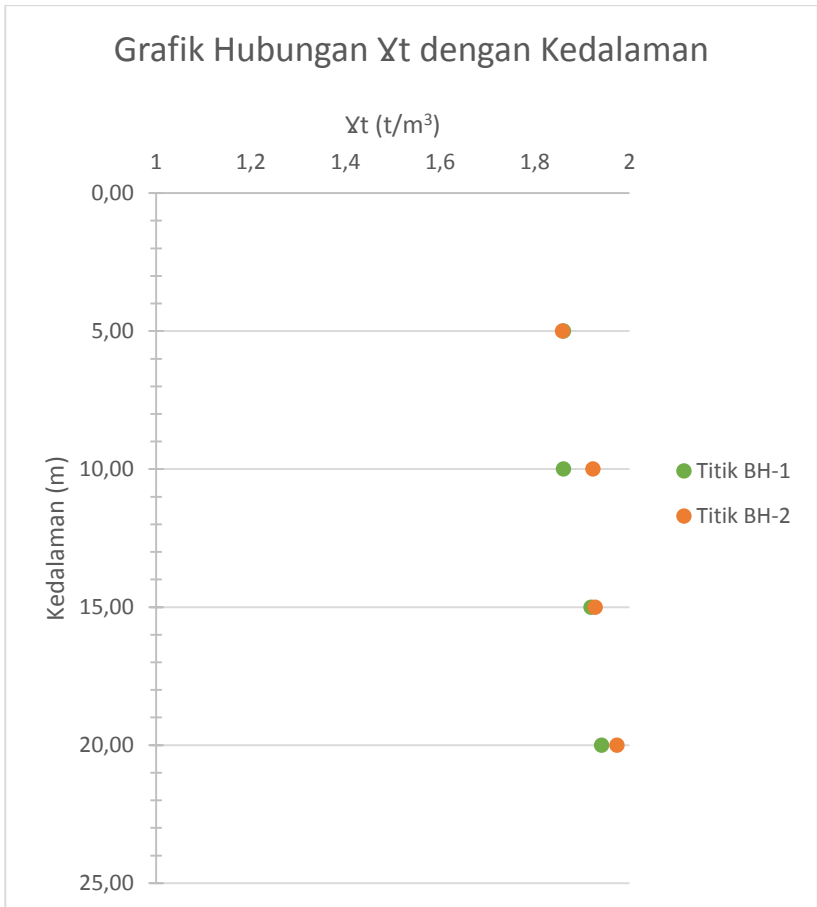
Gambar 4. 1 Letak Titik Bor dan Titik Sondir
 (Report Perencanaan Pelabuhan Marina Boom Banyuwangi,
 2016)



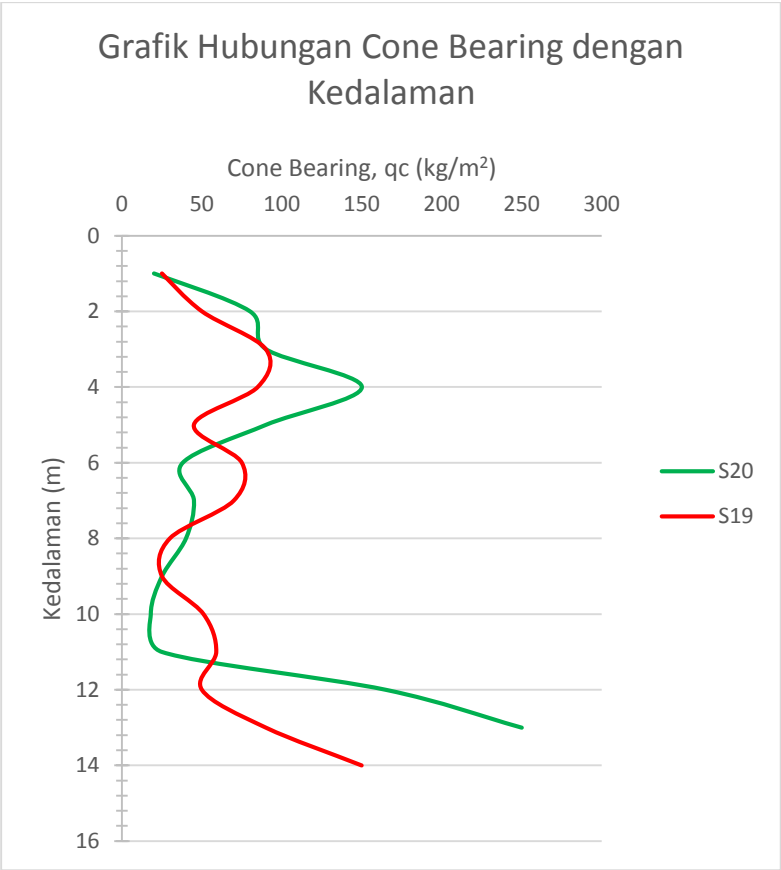
Gambar 4. 2 Grafik Hubungan N-SPT Dengan Kedalaman
(Analisa Penulis, 2018)



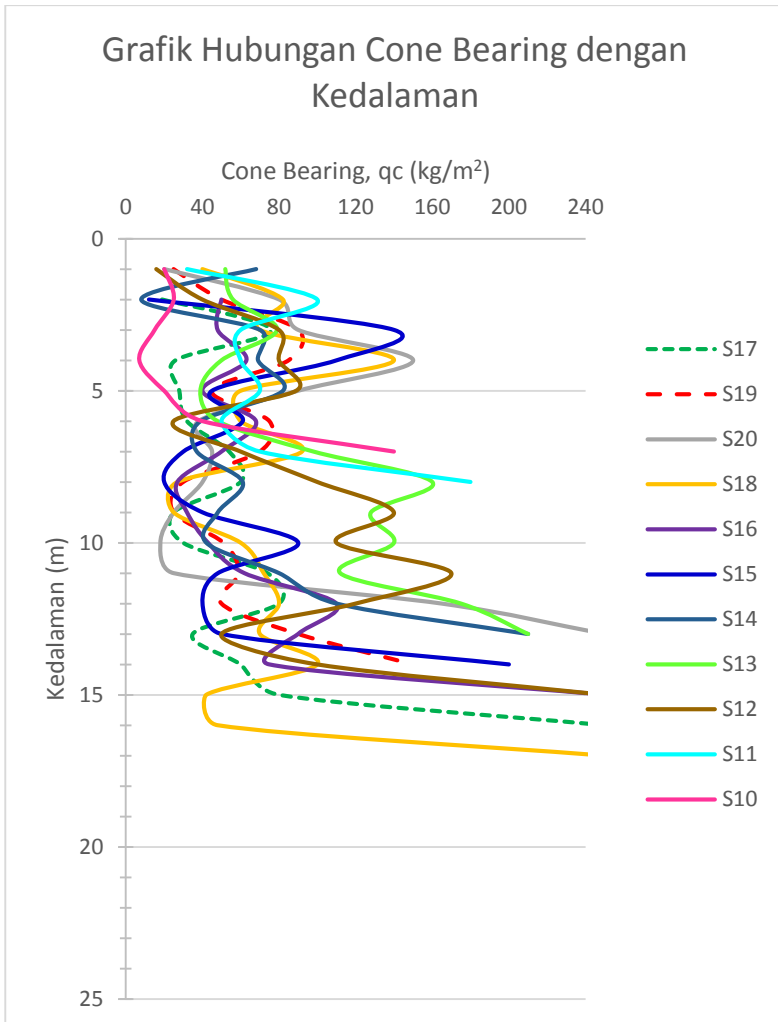
Gambar 4. 3 Grafik Hubungan Sudut Geser Dengan Kedalaman
(Analisa Penulis, 2018)



**Gambar 4. 4 Grafik Hubungan γ_{Tanah} Dengan Kedalaman
(Analisa Penulis, 2018)**



Gambar 4. 5 Grafik Perbandingan Cone Bearing dengan Kedalaman Titik Sondir S20 dan S19
(Analisa Penulis, 2018)



Gambar 4. 6 Grafik Perbandingan Cone Bearing dengan Kedalaman 11 Titik Sondir
(Analisa Penulis, 2018)

4.4 Analisa Beban

Perhitungan beban dihitung dari beban yang bekerja pada dermaga yaitu beban vertikal dan beban horizontal :

4.4.1 Pembebanan Vertikal

1. Beban berat sendiri (beban merata)

Berat jenis (γ) beton bertulang diambil sebesar $2,9 \text{ ton/m}^3$ dan tebal pelat sebesar $0,2 \text{ m}$. Sehingga berat sendiri adalah:

$$\text{Berat pelat} = \text{tebal} \times \text{berat jenis} = 0,2 \times 2,9 = 0,58 \text{ t/m}^2$$

2. Beban hidup merata

Berat hidup merata berasal dari berat operasional sebesar 1 t/m^2 dan berat hujan sebesar 1 t/m^2 . Sehingga berat sendiri adalah:

$$\text{Berat hidup operasional} = 1 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Berat hidup hujan} = \text{tebal} \times \text{beban} = 0,05 \times 1 = 0,05 \text{ t/m}^2$$

Nilai pembebanan vertikal berfaktor sebagai berikut:

$$\begin{aligned} & 1,2Q_D + 1,6Q_L + 0,5R \\ & = 1,2 \times 0,58 + 1,6 \times 1 + 0,5 \times 0,05 = 2,3 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

4.4.2 Pembebanan Horizontal

1. Gaya tumbukan kapal (gaya tekan)

Gaya tumbukan kapal akan diterima oleh fender dan ditransfer menjadi gaya horizontal pada dermaga. Perencanaan fender perlu memperhatikan beberapa aspek, yaitu: kecepatan kapal saat merapat dan ukuran kapal yang direncanakan. Kapal yang digunakan sebagai dasar perencanaan adalah kapal yang terbesar yaitu kapal Katamaran dengan dimensi berikut:

Tabel 4. 3 Data Dimensi Kapal

Principal Dimensions	
Length overall (LOA)	47,5 m
Length (waterline)	43,8 m

Beam (B)	11,8 m
Hull depth (moulded)	3,8 m
Hull draft (D)	1,63 m

Besarnya gaya tumbukan dihitung menggunakan Persamaan 59 hingga Persamaan 66 pada Sub Bab 2.9.2.

a. *Displacement* (berat) kapal (W)

Untuk menentukan W atau *displacement* dapat dilihat dari jenis kapal yang direncanakan. Kapal yang direncanakan memiliki berat 70 ton.

b. Kecepatan kapal saat membentur dermaga (V)

Kecepatan kapal saat merapat merupakan salah satu faktor yang penting dalam perencanaan dermaga dan sistem fender. Hal ini dapat ditentukan dari Tabel 4.4 sebesar 0,25 m/s.

Tabel 4. 4 Kecepatan Merambat Kapal Pada Dermaga

Ukuran Kapal (DWT)	Kecepatan Merapat	
	Pelabuhan (m/s)	Laut Terbuka (m/s)
Sampai 500	0,25	0,30
500-10.000	0,15	0,20
10.000-30.000	0,15	0,15
Diatas 30.000	0,12	0,15

c. Koefisien massa (C_B)

Koefisien block dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$LOA = 47,5 \text{ m}$$

$$B = 11,8 \text{ m}$$

$$D = 3,8 \text{ m}$$

$$L_{pp} = 0,846 Lo a^{1,0193} = 0,846 \times 47,5^{1,0193} = 43,29 \text{ m}$$

$$C_b = \frac{V}{L_{pp} \cdot B \cdot d} = \frac{0,25}{43,29 \times 11,8 \times 3,8} = 0,035$$

Karena nilai koefisien blok terlalu kecil digunakan koefisien blok G_b terkecil sebesar 0,5.

d. Koefisien massa (C_M)

Koefisien massa bergantung pada gerakan air di sekeliling kapal, yang dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$C_M = 1 + \frac{\pi}{2C_b} \frac{d}{B} = 1 + \frac{\pi}{2 \times 0,5} \times \frac{3,8}{11,8} = 2,012$$

e. Koefisien eksentrisitas (C_E)

Koefisien eksentrisitas merupakan perbandingan antara energi sisa dan energi kinetik kapal yang merapat, dan dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$e = 6 \cos \frac{10^\circ}{43,29} = 0,227$$

$$l_1 = 0,5 \times 0,5 + 0,227(1 - 0,5)43,29 \cos 10^\circ = 5,099 \text{ m}$$

$$l_2 = 0,5 \times 0,5 - 0,227 \times 43,29 \cos 10^\circ = 5,809 \text{ m}$$

$$r = 0,19 \times 0,035 + 0,11 \times 43,29 = 5,05$$

$$C_{E1} = \frac{1}{1 + \left(\frac{5,099}{5,05}\right)^2} = 0,451$$

$$C_{E2} = \frac{1}{1 + \left(\frac{5,809}{5,05}\right)^2} = 0,43$$

Dari hasil C_{E1} dan C_{E2} diambil nilai C_e yang terbesar yaitu $C_{E1} = 0,451$.

f. Koefisien kekerasan (C_s)

Koefisien kekerasan memiliki nilai sebesar 0,9 untuk dermaga tipe *quay*.

g. Koefisien bentuk dari tambatan (C_c)

Koefisien bentuk memiliki nilai sebesar 1, dianggap tidak ada deformasi.

Dengan menggunakan Persamaan 59 didapatkan nilai gaya tumbuk kapal sebagai berikut:

$$E_f = \frac{70 \times 0,25^2}{2 \times 9,8} 2,012 \times 0,451 \times 0,9 \times 1 = 1,96 \text{ ton.m}$$

Gaya Fender yang diperoleh dari besar energi yang dapat diabsorpsi oleh fender tersebut (E_r) dan harus lebih besar dari energi tumbukan kapal (E_f). Pada Tugas Akhir ini tipe fender yang digunakan adalah *CBR Super V Fender* (CSVF) dengan nilai $E_r = 2,57 \text{ tonm} > 1,96 \text{ tonm}$ dengan reaksi (R_r) = 25,7 ton, selain itu energi reaksi kapal juga harus diusahakan dapat diserap fender ketika kondisi fender berdeformasi. Dari katalog fender tipe CSVF dipilih fender tipe CSVF 300Hx1000H dengan data-data fender sebagai berikut (Lampiran 2):

Energi fender (E_r) = 2,57 tonm

Reaksi = 25,7 ton

Berat fender = kg

Defleksi = 45%

Panjang CSVF = 300 mm

Sehingga gaya horizontal yang dihasilkan oleh energi fender adalah sebesar $R = 25,7 \text{ ton}$

2. Gaya tambat kapal (gaya tarik)

Gaya tambat kapal merupakan gaya tarik meliputi gaya akibat arus dan angin.

a. Akibat angin

Angin yang berhenbus ke badan kapal dapat menyebabkan gaya benturan ke dermaga atau tarikan dari dermaga. Besarnya gaya angin tergantung pada arah dan kecepatan hembus angin. Kecepatan angin yang dominan adalah 60 km/jam atau 16,67 m/s. Proyeksi bidang yang tertiuip angin adalah sebesar 25,6 m² untuk arah longitudinal dan 480,7 m² untuk arah lateral. Untuk penentuan gaya tarikan akibat angin menggunakan Persamaan 67 – 70 sebagai berikut :

$$P_a = 0,063 \times 16,67^2 = 17,5 \text{ kg/m}^2 = 1,75 \cdot 10^{-2} \text{ ton/m}^2$$

- Arah longitudinal

$$R_w = 0,5 \times 1,75 \cdot 10^{-2} \times 25,6 = 0,22 \text{ ton}$$

- Arah melintang

$$R_w = 1,1 \times 1,75 \cdot 10^{-2} \times 480,7 = 9,25 \text{ ton}$$

- b. Akibat arus

Pada bagian kapal yang terendam air mengakibatkan gaya tambat pada dermaga. Gaya tambatan tersebut dapat dihitung menggunakan Persamaan 70. Kecepatan arus yang terjadi adalah 0,5 m/s dan luasan kapal yang terendam air adalah 476,425 m². Nilai C_c diambil sebesar 0,6 karena merupakan arus arah memanjang dan rasio kedalaman/draft mendekati 1 (Lihat Sub Bab 2.9).

$$R = C_c \gamma_w A_c \left(\frac{V^2}{2g} \right) = 0,6 \times 1,025 \times 476,425 \times \frac{0,5^2}{2 \times 9,8} \\ = 3,74 \text{ ton}$$

- c. Akibat bollard

Gaya akibat *bollard* yang harus ditambah sebesar didapat iterasi dari Tabel 2.9 sehingga didapatkan nilai gaya bollard besar 35,67 kN atau 3,567 ton.

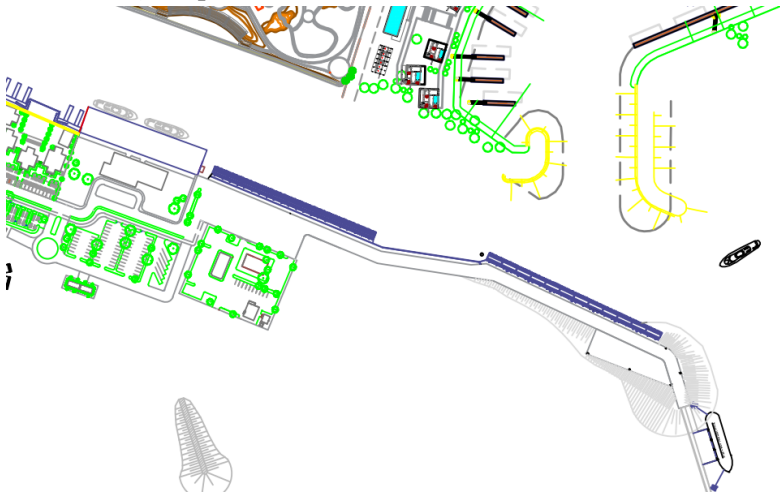
Kapal berhenti di dermaga sebagian berhenti karena mesin telah dimatikan dan sebagian yang lain berhenti karena ditambatkan pada dermaga, untuk itu *bollard* harus dapat menahan gaya tambat kapal akibat arus dan angin yang paling tidak sama dengan gaya yang bisa memutuskan tali penambat. Sehingga gaya yang menentukan adalah gaya akibat *bollard* sebesar 3,57 ton pada masing-masing *bollard*.

Sehingga total gaya horizontal tarik adalah

$$P_{\text{tambat}} = \text{gaya angin} + \text{gaya arus} + \text{gaya bollard} \\ = 9,25 + 3,74 + 3,57 = 16,56 \text{ ton}$$

4.5 Evaluasi *Layout*

Evaluasi *Layout* dermaga Marina Boom Banyuwangi perlu dilakukan untuk menentukan apakah perencanaan dermaga yang dilakukan sudah memenuhi spesifikasi dan sesuai dengan standart perencanaan yang ada. Dermaga Marina Boom Banyuwangi merupakan dermaga yang difungsikan untuk pariwisata yakni pengangkutan penumpang. Dermaga Marina Boom Banyuwangi direncanakan untuk disinggahi kapal penumpang Katamaran dan kapal *Yatch*, dimensi kapal ditunjukan oleh Tabel 2.7 dan Tabel 2.8 . *Layout* rencana awal ditunjukan oleh Gambar 4.11. Berdasarkan *layout* rencana awal tersebut dilakukan evaluasi *layout* perairan dan daratan.



Gambar 4. 11 Layout Area Dermaga
(Report Perencanaan Pelabuhan Marina Boom Banyuwangi,
2016)

4.5.1 Lebar alur masuk

Untuk menentukan lebar alur masuk, hal-hal yang harus diperhatikan adalah kemungkinan kapal akan berpapasan dengan kapal lain atau tidak. Dalam perencanaan ini, direncanakan kapal tidak sering berpapasan, hal ini dikarenakan dermaga Marina

Boom Banyuwangi direncanakan untuk pelayaran kapal yacht dan katamaran, lebar alur masuk direncanakan berdasarkan dimensi kapal katamaran menggunakan Tabel 2.8 . Sehingga :

$$W = 1 \times L_{OA} = 1 \times 47,5 = 47,5m$$

Jadi, lebar alur masuk memiliki lebar sebesar 47,5 meter.

4.5.2 Panjang alur masuk (*stopping distance*)

Untuk menentukan panjang alur masuk, hal-hal yang harus diperhatikan adalah kemampuan kapal untuk menurunkan kecepatan dari kecepatan pada saat kapal berada di perairan bebas menjadi berhenti dengan kondisi mesin masih dalam keadaan hidup. Panjang minimum untuk kapal 70 DWT dengan kecepatan merapat kapal direncanakan dengan kecepatan 0,25 m/s menggunakan Persamaan 71.

$$Sd_{min} = 3 \times L_{OA} = 3 \times 47,5 = 142,5m$$

Jadi panjang alur masuk yang dibutuhkan kapal 70 DWT adalah 142,5 m. Kedalaman untuk panjang alur masuk disesuaikan dengan kedalaman alur masuk.

4.5.3 Kedalaman alur masuk

Untuk menentukan kedalaman alur masuk, hal-hal yang harus diperhatikan adalah kecepatan kapal ketika mendekati dermaga untuk perairan tenang atau tertutup dan kondisi dasar laut dari perairan yang akan ditinjau. Kondisi yang ideal kedalaman air di alur masuk harus cukup besar untuk memungkinkan pelayaran pada muka air terendah dengan kapal bermuatan penuh. Kedalaman air total adalah

$$H = d + G + R + P + S + K = 1,15 \times d = 4,37 m$$

Jadi kedalaman perairan pada alur masuk yang dibutuhkan kapal 70 DWT agar dapat melintas adalah -4,37 mLWS.

4.5.4 Kebutuhan lebar, panjang & kedalaman kolam dermaga

Pada perencanaan dermaga ini, kapal yang akan bertambat hanya melayani 1 buah kapal 70 DWT. Untuk kedalaman dermaga, diambil 1,1 draft untuk perairan tertutup .Sedangkan untuk

kebutuhan luasan dermaga digunakan $1,25 \times \text{Loa}$ untuk panjang dermaga dan $1,25 \times B$ untuk lebar dermaga untuk dermaga bebas. Sehingga kebutuhan kolam dermaga adalah

- Lebar kolam dermaga:

Direncanakan lebar dermaga sesuai kondisi *existing* yaitu 9,5 m

- Panjang kolam dermaga:

$$L = 1.25 \times \text{LOA} = 1.25 \times 47,5 = 59,375 \text{ m}$$

Karena direncanakan bisa ditambahi 2 kapal katamaran maka total panjang kolam dermaga adalah 118,75 m

- Kedalaman kolam dermaga:

Direncanakan kedalaman kapal di depan dermaga

$$D = 1.1 \times \text{Draft} = 1.1 \times 3,8 = 4,18 \text{ m}$$

4.5.5 Hasil Evaluasi *Layout* Dermaga

Berdasarkan hasil analisa dan evaluasi *layout* perairan dermaga Marina Boom Banyuwangi didapatkan nilai dari masing-masing komponen dari dermaga Marina Boom Banyuwangi yang disajikan dalam Tabel 4.5.

Tabel 4. 5 Hasil Evaluasi Layout Dermaga

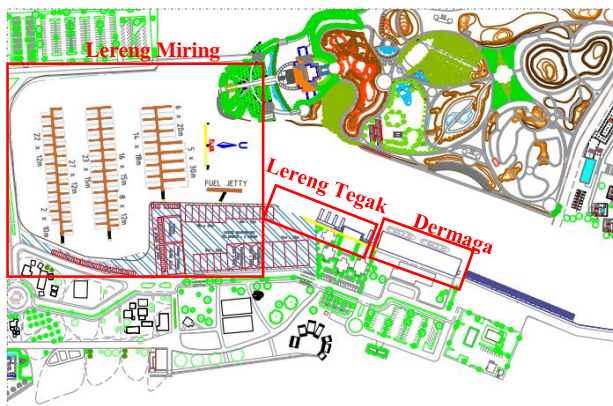
Rencana	Dimensi
Panjang Alur Masuk	142,5 m
Lebar Alur masuk	47,5m
Kolam putar	7,25 m
Panjang kolam dermaga	118,75 m
Lebar kolam dermaga	9,5 m
Kedalaman kolam dermaga	4,18 m

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

BAB V

PERENCANAAN DERMAGA DAN BIBIR PANTAI

Perencanaan dalam Tugas Akhir ini merupakan perencanaan proyek dermaga di Marina Boom Banyuwangi. Perencanaan pada proyek tersebut meliputi perencanaan dermaga *quay wall*, perencanaan perkuatan lereng tegak dan perencanaan perkuatan lereng miring. Lokasi perencanaan dapat dilihat pada Gambar 5.1.



Gambar 5. 1 Layout Lokasi Perencanaan Perkuatan Dinding

5.1 Perencanaan Dermaga *Quay Wall*

Perencanaan dermaga *quay wall* meliputi perencanaan balok dermaga, perencanaan pelat dermaga, perencanaan pondasi *boulder-fender*, perencanaan *pile cap*, dan perencanaan dinding dermaga. Lokasi dermaga dapat dilihat pada Gambar 5.1.

5.1.1 Perencanaan Balok Dermaga

Balok merupakan struktur yang berfungsi sebagai pembagi/pendistribusi beban dari pelat menuju pondasi. Balok pada perencanaan dermaga ini direncanakan menggunakan satu jenis ukuran balok berdasarkan bentang terpanjang adalah 9500 mm. Berikut ini adalah perencanaan dari struktur tersebut.

1. Data perencanaan balok

Perencanaan pelat menggunakan data sebagai berikut:

Mutu beton

F'_c : 30 MPa

E_{beton} : 119733 kg/cm²

t selimut : 4 cm = 40 mm

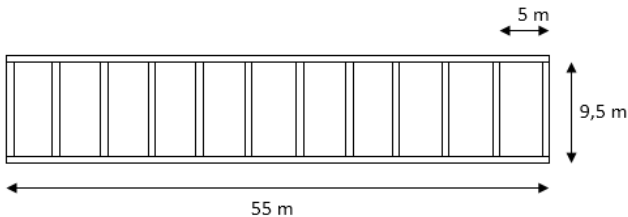
Mutu Tulangan Baja

Diameter utama : 22 mm

Diameter sengkang : 10 mm

F_y : 320 MPa

E_a : 2100000 kg/cm²



Gambar 5. 2 Tampak Atas Dermaga

2. Perencanaan dimensi balok

Perencanaan dimensi balok direncanakan sesuai SNI-2847-2013 yakni tinggi minimum balok $H_{\min} = 1/16 \times L$, dengan L adalah panjang balok (bentang balok) dan jika digunakan mutu tulangan selain F_y 420 MPa maka nilai H_{\min} dikalikan dengan $(0,4 + F_y/700)$. Dalam perencanaan ini digunakan mutu tulangan F_y 320 MPa, mutu beton F'_c 30 MPa, panjang balok 9,5 m. Sehingga dimensi balok yang digunakan adalah sebagai berikut.

$$H_{\min} = \frac{1}{16}L = \frac{1}{16} \times 950 = 59,375 \text{ cm}$$

Karena mutu tulangan yang digunakan bukan F_y 420 MPa melainkan 320 MPa maka H_{\min} harus dikalikan dengan $(0,4 + F_y/700)$.

$$H_{\min} = 59,375 \times \left(0,4 + \frac{320}{700}\right) = 52,589 \text{ cm}$$

$$b_{\min} = \frac{2}{3} H = 35,059 \text{ cm}$$

Didapatkan dimensi 35,059/ 52,589 . Dimensi balok dibulatkan Menjadi 35/70 untuk memudahkan pelaksanaan.

3. Perencanaan beban

Beban yang akan diterima oleh balok berasal dari beban *ultimate* berfaktor yang meruapakan beban diatasnya dan beban struktur sendiri ditunjukkan oleh Tabel 5.1.

Tabel 5. 1 Beban Yang Diterima Balok

No.	Jenis Beban	Rumus				Hasil	Satuan
		P (m)	L (m)	t (m)	Y (t/m ³)		
1	Beban Mati (DL)						
	Berat jenis pelat	1		0,2	2,9	0,58	ton/m
	Berat jenis balok	1	0,4	0,6	2,9	0,71	ton/m
2	Beban Hidup (LL)						
	Beban operasional	1			1	1	ton/m
	Beban air hujan	1		0,05	1	0,05	ton/m
Qu = 1,2D + 1,6L						3,23	ton/m

Dengan Qu= 3,23 ton/m maka nilai momen yang terjadi adalah

$$M(-) = \frac{1}{10} \times q \times L^2 = \frac{1}{10} \times 3,23 \times 9,5^2 = 29,138 \text{ tm}$$

$$M(+) = \frac{1}{10} \times 3,23 \times 9,5^2 = 20,813 \text{ tm}$$

4. Penulangan balok

Penulangan tulangan negatif tumpuan:

Harga β_1

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,836$$

ρ_{balance}

$$\beta_1 = \frac{0,85 \times \beta_1 \times F'_c}{f_y} = 0,043$$

ρ maksimum

$$\rho_{\text{maks}} = 0,025 \text{ atau } \rho_{\text{maks}} = 0,75 \rho_{\text{balance}}$$

ρ minimum

$$\rho_{\text{min}} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = 0,0042$$

Harga m

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = 12,54$$

Harga R_n

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b b^2} = 0,00279$$

Rasio tulangan yang dibutuhkan

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = 0,000008$$

Dengan nilai ρ digunakan nilai ρ minimum = 0,0042.

Luas tulangan yang dibutukan

$$A_s = \rho \times b \times d = 957,017 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$n = \frac{\text{As butuh}}{\text{As 1 tulangan}} = 2,517 = 3 \text{ buah}$$

Jarak tulangan

$$s = \frac{b - (n \times \emptyset L) - (2 \times d) - (2 \times \emptyset S)}{n - 1} = 92 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

Tulangan geser :

Cek kemampuan penampang

Syarat

$$V_u \leq \emptyset \left(V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b d \right)$$

Nilai V_u

$$V_u = 0,5 \times q \times L = 15335,85 \text{ kg}$$

Nilai V_s

$$V_s = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d = 408327,2 \text{ kg}$$

Nilai V_c

$$V_s = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d = 204163,6 \text{ kg}$$

Nilai

$$\emptyset \left(V_c + \frac{2}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \right) = 612490,7 \text{ kg}$$

Nilai $V_u < \emptyset \left(V_c + \frac{2}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \right)$ sehingga memenuhi syarat.

Cek kriteria kebutuhan tulangan geser

Syarat

$$V_u \leq 0,5 \emptyset V_c$$

$$15335,85 \text{ kg} < 61249 \text{ kg}$$

Sehingga tidak membutuhkan tulangan geser, namun tetap dipasang tulangan geser minimum dengan 2D10-300.

Dengan cara perhitungan diatas maka hasil penulangan dapat dirangkum dalam Tabel 5.2.

Tabel 5. 2 Hasil Penulangan Balok

Tumpuan		Lapangan		Geser
Negatif	Positif	Negatif	Positif	
3D22	2D22	3D22	2D22	2D10-300

5.1.2 Perencanaan Pelat Dermaga

1. Data perencanaan pelat

Perencanaan pelat menggunakan data sebagai berikut:

Balok yang menyangga berukuran

b : 35 cm

h : 70 cm

Mutu beton

K-350 : $F'_c = 29,05 \text{ MPa}$

Ebeton : 119733 kg/cm^2

t selimut: 5 cm

Mutu Tulangan Baja

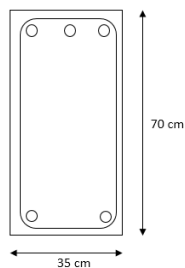
Diameter : 16 mm

F_y : 320 MPa

E_a : 2100000 kg/cm^2

$\sigma_a = \sigma'_a$: 1850 kg/cm^2

σ^*_{au} : 2780 kg/cm^2



Gambar 5. 3 Ilustrasi Dimensi Balok

2. Dimensi pelat

Dimensi pelat direncanakan berdasarkan pada ukuran pelat, karena ukuran semua pelat sama, direncanakan hanya 1 pelat . Panjang bersih bentang:

$$L_n = L_y - \frac{1}{2} (\text{lebar balok kanan} - \text{lebar balok kiri}) = 915 \text{ cm}$$

$$S_n = L_x - \frac{1}{2} (\text{lebar balok kanan} - \text{lebar balok kiri}) = 465 \text{ cm}$$

Rasio L_n/S_n :

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = 1,968 < 2$$

Nilai rasio L_n/S_n $\beta < 2$ menunjukkan bahwa pelat yang direncanakan merupakan pelat dua arah.

Lebar balok efektif:

$$\begin{aligned} b_w + 2h_w &\geq b_w + 8t \\ b_e &= b_w + 2h_w = 136 \text{ cm} \\ b_e &= b_w + 8t = 136 \text{ cm} \end{aligned}$$

Koefisien k:

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) \left(\frac{t}{h} \right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h} \right) + 4 \left(\frac{t}{h} \right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) \left(\frac{t}{h} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) \left(\frac{t}{h} \right)}$$

$$k = 1,642$$

Inersia :

Nilai I_b adalah

$$I_b = k \times \frac{b_w \times h^3}{12}$$

$$I_b = 1182170 \text{ cm}^4$$

Nilai I_p adalah

$$I_p = k \times \frac{b_p \times t^3}{12}$$

$$I_p = 326278,9 \text{ cm}^4$$

Stiffness :

$$\alpha_1 = \frac{I_b}{I_p}$$

$$\alpha_1 = 3,6$$

Maka ketebalan pelat minimum adalah

$$h = \frac{\ln\left(0,8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{36 + 9\beta} \quad \text{dan tidak boleh kurang dari 9 cm}$$

Nilai $h = 17,522$ cm dibulatkan menjadi 20 cm.

3. Perencanaan Beban

Pelat direncanakan menerima beban mati (DL) dan beban hidup (LL). Adapun kombinasi pembebanan yang dipakai sesuai dengan peraturan SNI 2847-2013

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5R$$

Beban ultimate yang dapat dilihat dalam Tabel 5.3.

Tabel 5. 3 Beban Ultimate Pada Pelat

No.	Jenis Beban	Rumus				Hasil	Satuan
		P (m)	L (m)	t (m)	γ (t/m³)		
1	Beban Mati (DL)						
	berat jenis beton bertulang			0,2	2,9	0,58	ton/m²
2	Beban Hidup (LL)						
	Beban operasional				1	1	ton/m²
	Beban air hujan			0,05	1	0,05	ton/m²
U = 1,2D + 1,6L + 0,5R						2,321	ton/m²

4. Menghitung momen ultimate

Dengan data beban yang ada akan direncanakan pelat dapat menahan momen berikut yang ditunjukkan Tabel 5.4.

Tabel 5. 4 Momen Ultimate Akibat Beban

Pelat		Ly/Lx	Koefisien X		Momen akibat beban (tm)			Total
					Rumus	Mati	Hidup	
Lx	4,6	1,978	Mlx	40	$+0,001 q l x^2 x$	0,589	1,375	1,964 tm
Ly	9,1		Mly	12	$+0,001 q l x^2 x$	0,177	0,412	0,589 tm
			Mtx	83	$-0,001 q l x^2 x$	-4,784	-	-15,952 tm
			Mty	57	$-0,001 q l x^2 x$	-	-7,670	-10,955 tm

5. Penulangan Pelat

Direncanakan tulangan lentur pada tumpuan dan lapangan dengan dimensi yang sama. Untuk merencanakan diambil nilai momen terbesar. Penulangan pelat direncanakan berdasarkan SNI-2847-2013.

Penulangan arah X:

$$M_{tx} = M_u = -15,953 \text{ tm} = -162783 \text{ Nmm}$$

Dengan $f'_c = 29,05 \text{ Mpa}$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \left(f'_c - \frac{28}{7} \right) = 0,843$$

Nilai ρ_b adalah

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0,042$$

Berdasarkan SNI-2847-2013 ρ harus memenuhi syarat berikut :

- 1) ρ_{\max} tidak boleh lebih dari $\rho_{\max} = 0,025$
- 2) ρ_{\max} tidak boleh lebih dari $\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$

$$3) \rho_{\max} \text{ tidak boleh kurang dari } \rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y \times b_w \times d}$$

$$\text{dan tidak boleh kurang dari } \rho_{\min} = \frac{1,4 \times b_w \times d}{f_y}$$

Nilai ρ_{perlu} adalah

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c} = 12,96$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d x^2} = 0,011$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = 0,00034$$

Dengan syarat tersebut digunakan $\rho_{\min} = 0,004$, hal ini karena $\rho_{\max} < \rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}}$. Sehingga tulangan yang dibutuhkan adalah

$$A_s = \rho b d = 621,25 \text{ mm}^2$$

Dengan jumlah tulangan

$$n = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \pi d^2} = 3,089 \text{ buah} = 4 \text{ buah}$$

Dengan jarak tulangan yang memiliki $S_{\text{maks}} = 450 \text{ mm}$

$$S = \frac{1000}{n} = 250 \text{ mm}$$

Berdasarkan perhitungan diatas maka digunakan tulangan lentur $\emptyset 16-250 \text{ mm}$.

Penulangan arah Y:

$$M_{t_x} = M_u = -10,956 \text{ tm} = -111791 \text{ Nmm}$$

Dengan $f'c = 29,05 \text{ Mpa}$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \left(f'c - \frac{28}{7} \right) = 0,843$$

Nilai ρ_b adalah

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} = 0,042$$

Berdasarkan SNI-2847-2013 ρ harus memenuhi syarat berikut :

- 1) ρ_{\max} tidak boleh lebih dari $\rho_{\max} = 0,025$
- 2) ρ_{\max} tidak boleh lebih dari $\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$
- 3) ρ_{\max} tidak boleh kurang dari $\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y \times b_w \times d}$
dan tidak boleh kurang dari $\rho_{\min} = \frac{1,4 \times b_w \times d}{f_y}$

Nilai ρ_{perlu} adalah

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = 12,96$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d x^2} = 0,011$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = 0,00029$$

Dengan syarat tersebut digunakan $\rho_{\min} = 0,004$, hal ini karena $\rho_{\max} < \rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}}$. Sehingga tulangan yang dibutuhkan adalah

$$A_s \text{ perlu} = \rho b d = 551,25 \text{ mm}^2$$

Dengan jumlah tulangan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \pi d^2} = 2,74 \text{ buah} = 3 \text{ buah}$$

Dengan jarak tulangan yang memiliki $S_{\text{maks}} = 450 \text{ mm}$

$$S = \frac{1000}{n} = 333,33 \text{ mm} = 300 \text{ mm}$$

Berdasarkan perhitungan diatas maka digunakan tulangan lentur $\emptyset 16\text{-}300\text{mm}$.

5.1.3 Perencanaan Pondasi *Boulder-Fender*

Kapal yang merambat akan memberikan gaya secara horizontal kepada dermaga. Gaya tersebut akan diterima oleh *boulder* dan *fender*. *Boulder* adalah tiang untuk kapal bertambat yang menimbulkan gaya horizontal tarik dan *fender* adalah alat penyerap energi tumbukan dari kapal yang menimbulkan gaya horizontal tekan. Pondasi yang digunakan untuk meneruskan beban horizontal akibat tambatan kapal dan tarikan kapal adalah pondasi tiang. Beban horizontal yang diterima oleh pondasi tiang dapat dilihat pada Sub Bab 4.4.2 dengan besar sebagai berikut :

gaya horizontal tekan : 25,7 t

gaya horizontal tarik : 16,56 t

Karena gaya ini akan bekerja dalam waktu yang tidak bersamaan maka struktur dermaga akan direncanakan menggunakan gaya yang paling besar yaitu gaya horizontal tekan sebesar 25,7 t. Struktur dianalisa menggunakan SAP2000 dengan permodelan yang ditunjukkan pada Gambar 5.4. Dari hasil analisa tersebut didapatkan besar gaya reaksi pada setiap joint, dari reaksi tersebut digunakan reaksi maksimum untuk perencanaan sehingga didapatkan beban perencanaan tiang pancang sebagai berikut:

P : 115 ton

M_x : 0,474 tm

M_y : 0,0095 tm

V_x : 2,26 ton

V_y : 0,0973 ton

Pondasi tiang yang digunakan adalah tiang beton bertulang *Spun Pile*. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah profil *Pre-Stressed Spun Concrete Pile* WIKA sebagai berikut (Lampiran 2):

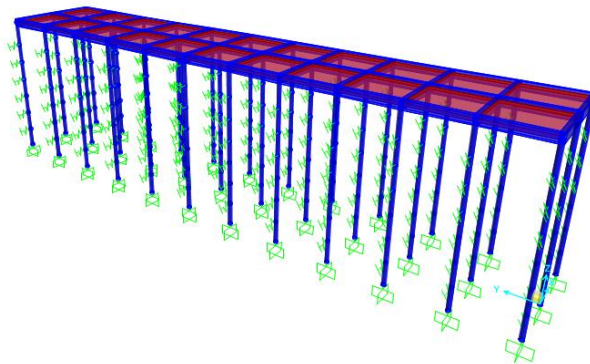
Diameter : 400 mm

Tebal : 75 mm

Luas penampang: 766 cm²

Mutu Beton : 52 MPa

Berat : 200 kg/m
 Momen inersia : 108803 cm^4
 Axial Allow : 173 ton
 M crack : 6,61 tonm
 M ult : 9,73 tonm
 Dengan tulangan sebagai berikut
 Diamter : 7,1 mm
 Jumlah tulangan: 10 buah
 Luas tulangan : $3,96 \text{ cm}^2$



Gambar 5. 4 Permodelan Struktur Dermaga

1. Daya dukung tiang pancang terhadap tanah

Data yang diperoleh dan yang digunakan dalam merencanakan pondasi adalah data tanah berdasarkan hasil Standard Penetration Test (SPT). Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s) untuk Q_{ijin} tekan. Sementara untuk Q_{ijin} tarik yaitu daya dukung Q_s dan daya dukung dari berat tiang sendiri (Q_c). Perhitungan daya dukung tanah memakai metode Luciano Decourt (1982). N_p adalah rata-rata SPT pada 4D pondasi dibawah dan

diatasnya, K adalah koefisien karakteristik tanah sebesar 40 t/m^2 untuk tanah pasir dan A_p adalah luas penampang dasar tiang berdiameter 40 cm. N_s adalah rata-rata SPT sepanjang tiang terbenam dan A_s adalah luas selimut tiang. Perhitungan daya dukung berdasarkan N-SPT pada titik bor BH 1 dan Hasil Perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.7 dan Tabel 5.8 dan Grafik daya dukung tanah dapat dilihat pada Gambar 5.5. Berikut adalah contoh perhitungan daya dukung pada kedalaman 12 m untuk Qijin Tekan:

Luas A_p dan A_s

$$A_p = \frac{1}{4} \pi \times d^2 = \frac{1}{4} \pi \times 0,4^2 = 0,126 \text{ m}^2$$

$$A_s = \pi \times d \times L \text{ tiang} = \pi \times 0,4 \times 12 = 13,82 \text{ m}^2$$

Nilai Base coefficient (α) dan Shaft coefficient (β) berdasarkan tabel berikut :

Tabel 5. 5 Base Coefficient α Decourt et all (1996)

Soil / Pile	Driven pile	Bored pile	Bored pile (bentonite)	Continuous hollow auger	Root pile	Injected pile (high pressure)
Clay	1.0	0.85	0.85	0.30	0.85	1.0
Intermediate Soils	1.0	0.60	0.60	0.30	0.60	1.0
Sands	1.0	0.50	0.50	0.30	0.50	1.0

Tabel 5. 6 Shaft Coefficient β Decourt et all (1996)

Soil / Pile	Driven pile	Bored pile	Bored pile (bentonite)	Continuous hollow auger	Root pile	Injected pile (high pressure)
Clay	1.0	0.80	0.90	1.0	1.5	3.0
Intermediate Soils	1.0	0.65	0.75	1.0	1.5	3.0
Sands	1.0	0.50	0.60	1.0	1.5	3.0

Sehingga daya dukung dapat dihitung sebagai berikut:

$$Q_p = q_p \times A_p = \alpha(N_p \times K) \times A_p$$

$$= 1 \times (15,48 \times 40) \times 0,126 = 77,79 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= q_s \times A_s = \beta \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \times A_s \\
 &= 1 \times \left(\frac{5,63}{3} + 1 \right) \times 15,08 = 50,362 \text{ ton} \\
 Q_{ult} &= Q_p + Q_s = 117,53 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Sehingga nilai

$$Q_{ijin} = \frac{Q_{ult}}{SF} = \frac{117,53}{3} = 39,18 \text{ ton}$$

Berikut adalah contoh perhitungan daya dukung pada kedalaman 12 m untuk Qijin Tarik:

Luas A_s

$$A_s = \pi \times d \times L \text{ tiang} = \pi \times 0,4 \times 12 = 13,82 \text{ m}^2$$

Nilai *Shaft coefficient* (β) berdasarkan Tabel 5.10. Sehingga daya dukung dapat dihitung sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 Q_e &= W \text{ tiang} \times L = 0,2 \times 12 = 2,4 \text{ ton} \\
 Q_s &= q_s \times A_s = \beta \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \times A_s \\
 &= 1 \times \left(\frac{5,63}{3} + 1 \right) \times 15,08 = 50,362 \text{ ton} \\
 Q_{ult} &= Q_e + Q_s = 52,76 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Sehingga nilai

$$Q_{ijin} = \frac{Q_{ult}}{SF} = \frac{52,76}{3} = 17,59 \text{ ton}$$

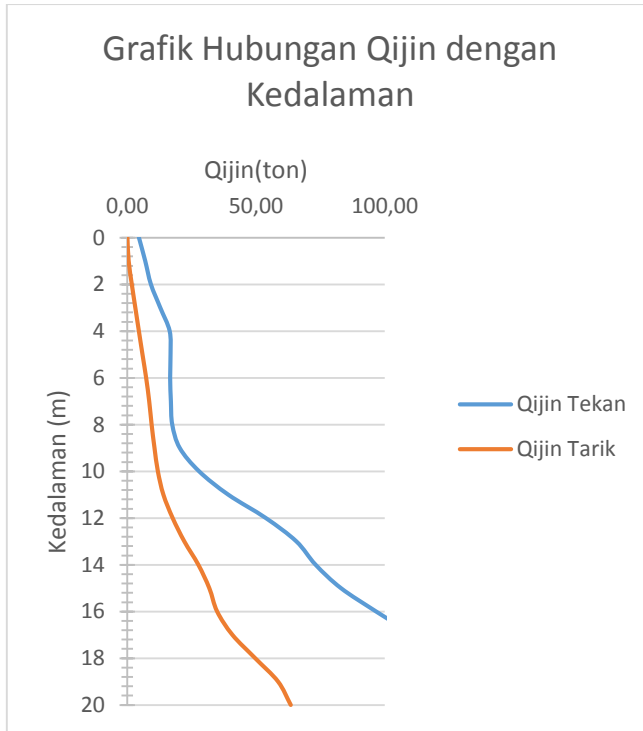
Berdasarkan spesifikasi tiang pancang dari Brosur Spun Pile WIKA Q allowable 173 ton dan nilai $\frac{1}{2}$ Q allowable bahan adalah 86,5 ton. Daya dukung ijin tanah Q ult tekan sebesar 117,53 ton. Sehingga kedalaman tiang dengan Qallowable dan Qult tekan tersebut adalah 12 m . Qijin tekan memiliki nilai faktor keamanan (SF) 3, maka nilai Qijin tekan pada kedalaman 12 m adalah 39,176 ton.

Tabel 5. 7 Hasil Perhitungan Daya Dukung Tiang (Qijin Tekan)

Z (m)	N-SPT	N koreksi	Ns	As (m ²)	Np	Qs (ton)	Qp (ton)	Qult (ton)	Qijin (ton)
0	0	0	0	0	2,67	0	13,40	13,40	4,47
1	0	0	0	1,26	3,88	1,257	19,48	20,73	6,91
2	8	8	2,67	2,51	4,50	4,747	22,62	27,37	9,12
3	7,5	7,5	3,88	3,77	5,90	8,639	29,66	38,30	12,77
4	7	7	4,50	5,03	7,30	12,566	36,69	49,26	16,42
5	7	7	4,92	6,28	6,70	16,581	33,68	50,26	16,75
6	7	7	5,21	7,54	5,80	20,645	29,15	49,80	16,60
7	5	5	5,19	8,80	5,30	24,007	26,64	50,65	16,88
8	3	3	4,94	10,05	5,10	26,622	25,64	52,26	17,42
9	4,5	4,5	4,90	11,31	6,20	29,782	31,16	60,95	20,32
10	6	6	5,00	12,57	9,95	33,510	50,01	83,52	27,84
11	12,5	12,5	5,63	13,82	15,48	39,741	77,79	117,53	39,18
12	19	23,75	7,02	15,08	22,08	50,362	110,96	161,32	53,77
13	24,5	30,63	8,71	16,34	26,50	63,741	133,20	196,94	65,65
14	30	37,5	10,63	17,59	27,75	79,901	139,49	219,39	73,13
15	22,5	28,13	11,72	18,85	31,13	92,481	156,45	248,93	82,98
16	15	18,75	12,13	20,11	37,50	101,418	188,50	289,91	96,64
17	32,5	40,63	13,72	21,36	42,50	119,029	213,63	332,66	110,89
18	50	62,5	16,28	22,62	43,38	145,390	218,03	363,42	121,14
19	50	62,5	18,59	23,88	49,53	171,858	248,97	420,83	140,28
20	50	32,5	19,26	25,13 3	52,50 0	186,451	263,89	450,34	150,11

Tabel 5. 8 Hasil Perhitungan Daya Dukung Tiang (Qijin Tarik)

Z (m)	N- SPT	N koreksi	Ns	As (m ²)	W (kg/m)	Qs (ton)	Qe (ton)	Qult (ton)	Qijin (ton)
0	0	0	0	0	200	0,000	0,00	0,00	0,00
1	0	0	0	1,26	200	1,257	0,20	1,46	0,49
2	8	8	2,67	2,51	200	4,747	0,40	5,15	1,72
3	7,5	7,5	3,88	3,77	200	8,639	0,60	9,24	3,08
4	7	7	4,50	5,03	200	12,566	0,80	13,37	4,46
5	7	7	4,92	6,28	200	16,581	1,00	17,58	5,86
6	7	7	5,21	7,54	200	20,645	1,20	21,84	7,28
7	5	5	5,19	8,80	200	24,007	1,40	25,41	8,47
8	3	3	4,94	10,05	200	26,622	1,60	28,22	9,41
9	4,5	4,5	4,90	11,31	200	29,782	1,80	31,58	10,53
10	6	6	5,00	12,57	200	33,510	2,00	35,51	11,84
11	12,5	12,5	5,63	13,82	200	39,741	2,20	41,94	13,98
12	19	23,75	7,02	15,08	200	50,362	2,40	52,76	17,59
13	24,5	30,63	8,71	16,34	200	63,741	2,60	66,34	22,11
14	30	37,5	10,63	17,59	200	79,901	2,80	82,70	27,57
15	22,5	28,13	11,72	18,85	200	92,481	3,00	95,48	31,83
16	15	18,75	12,13	20,11	200	101,418	3,20	104,62	34,87
17	32,5	40,63	13,72	21,36	200	119,029	3,40	122,43	40,81
18	50	62,5	16,28	22,62	200	145,390	3,60	148,99	49,66
19	50	62,5	18,59	23,88	200	171,858	3,80	175,66	58,55
20	50	32,5	19,26	25,13	200	186,451	4,00	190,45	63,48



Gambar 5. 5 Grafik Daya Dukung Qijin

2. Konfigurasi tiang pancang

Pondasi tiang untuk pondasi boulder-fender digunakan tiang pancang sebanyak 3 tiang di pasang setiap jarak 10 m dapat dilihat pada Gambar 5.6. Pondasi tiang pancang direncanakan dengan diameter 400 mm dan berjumlah 3 buah tiang seperti pada Gambar 5.7 . Ukuran balok 35/70 dengan bentang 9,5 m , sehingga ukuran *pile cap* adalah

$$l = 1200 \text{ mm}$$

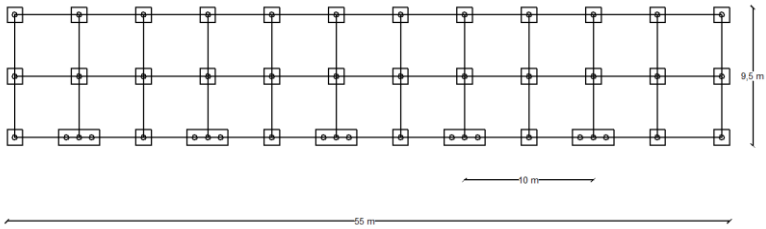
$$p = 4200 \text{ mm}$$

Untuk jarak tiang ke tepi

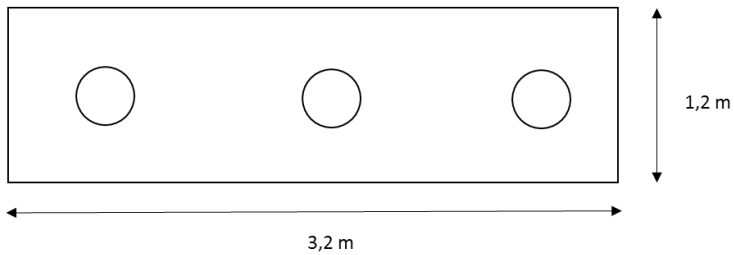
$$s = 1,5 \times \text{Diameter} = 600 \text{ mm}$$

Untuk jarak tiang ke tiang

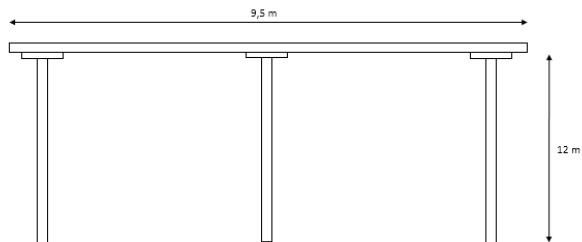
$$s = 2,5 \times \text{Diameter} = 1000 \text{ mm}$$



Gambar 5. 6 Denah Tiang Pancang



Gambar 5. 7 Konfigurasi Tiang Pancang



Gambar 5. 8 Potongan Penampang Melintang Dermaga

3. Kontrol beban maksimum 1 tiang (Pmax)

Beban maksimum yang bekerja pada 3 tiang dalam tiang grup dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang sehingga digunakan persamaan :

$$P_{\max} = \frac{V}{n} + \frac{M_y X_{\max}}{\sum x^2} + \frac{M_x Y_{\max}}{\sum y^2}$$

$$P_{\min} = \frac{V}{n} - \frac{M_y X_{\max}}{\sum x^2} - \frac{M_x Y_{\max}}{\sum y^2}$$

Beban perencanaan tiang pancang sebagai berikut:

P : 115 ton

M_x : 0,474 tm

M_y : 0,0095 tm

Jarak terjauh tiang ke pusat

$$X_{\max} = 1 \text{ m}$$

$$Y_{\max} = 0 \text{ m}$$

Jumlah kuadrat jarak tiang ke pusat

$$\sum X^2 = 1 \text{ m}^2$$

$$\sum Y^2 = 0 \text{ m}^2$$

Sehingga nilai P_{max} dan P_{min} 1 tiang adalah

$$P_{\max} = \frac{115}{3} + \frac{0,0095 \times 1}{1} + 0 = 38,34 \text{ ton}$$

$$P_{\min} = \frac{115}{3} - \frac{0,0095 \times 1}{1} - 0 = 38,32 \text{ ton}$$

Berdasarkan perhitungan diatas agar tiang pancang dapat memikul beban P_{max}, maka dibutuhkan tiang pancang dengan nilai P_{max} < Qijin. Berdasarkan nilai Qijin tekan 39,18 ton dan Qijin tarik 17,59 ton. Maka kontrol terhadap beban maksimum memenuhi kontrol beban maksimum 1 tiang adalah

$$P_{\max} = 38,34 \text{ ton} < Q_{\text{ijin tekan}} = 39,18 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

$$P_{min} = 38,32 \text{ ton} < Q_{ijin \text{ tekan}} = 39,18 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

Dalam perencanaan ini tidak ada tiang pancang yang mengalami tarik.

4. Daya dukung tiang grup

Daya dukung tiang grup dihitung dengan mengalikan daya dukung 1 tiang dengan efisiensi. Daya dukung 1 tiang pancang ($Q_{ijin \text{ tekan}}$) berdasarkan SPT pada kedalaman 12 m adalah 39,18 ton. Efisiensi tiang pancang dalam grup didapatkan berdasarkan rumus *Converse-Labarre* dari persamaan dibawah ini :

$$eff = 1 - \frac{\theta}{90} \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{mn} \right)$$

dengan θ adalah \arctan (diameter/jarak tiang), n adalah jumlah tiang dalam satu baris sebanyak 5 buah dan m adalah jumlah baris sebanyak 1 baris.

$$= 1 - \frac{\arctan\left(\frac{400}{1000}\right)}{90} \left(\frac{(3-1)1 + (1-1)3}{3 \times 1} \right) = 0,997$$

sehingga didapatkan besar daya dukung tiang grup sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Q_{grup} &= Q_{ijin \text{ tekan}} \times n \times eff = 39,18 \times 3 \times 0,997 \\ &= 117,326 \text{ ton} \end{aligned}$$

Beban perencanaan aksial pada pondasi sebesar $P = 115 \text{ ton}$ sehingga nilai $Q_{group} > P$, hal ini berarti tiang grup dapat menahan gaya aksial yang dibebankan ke pondasi.

5. Kontrol ketahanan tiang pancang terhadap gaya lateral

Setelah direncanakan untuk dapat menahan gaya-gaya reaksi perletakan, pondasi tiang pancang juga perlu dikontrol terhadap gaya horizontal. Defleksi dan momen yang terjadi pada tiang pancang tidak boleh melebihi batas yang diijinkan. Berikut ini adalah perhitungan kontrol terhadap pondasi.

a. Mencari harga f

Harga f didapatkan dari grafik NAVFAC DM-7 (Gambar 2.12). Pada tanah pasir nilai f ditentukan berdasarkan nilai *relative*

density. Jenis tanah pada perencanaan ini adalah cenderung loose medium sand. Sehingga nilai $D_d = 35\%$. Setelah diplotkan ke dalam grafik hubungan D_d dengan f maka didapatkan nilai $f = 11$ ton/ft³ atau $f = 0,352$ kg/cm³

b. Menentukan nilai T

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

Dari spesifikasi tiang pancang didapatkan momen inersia tiang pancang sebesar $I = 108803$ cm⁴.

$$E = 4700\sqrt{52} = 33892,18 \text{ MPa} = 33892,18 \frac{\text{kg}^2}{\text{cm}}$$

$$T = \left(\frac{33892,18 \times 108803}{0,352} \right)^{\frac{1}{5}} = 100,94 \text{ cm}$$

c. Menentukan nilai $F\delta$ dan F_m

Untuk menentukan nilai $F\delta$ dan F_m dapat digunakan grafik NAFVAC DM-8 yang tercantum pada Gambar 2.13. Nilai $F\delta$ dan F_m didapatkan berdasarkan nilai L/T , dimana L adalah panjang tiang $L = 12$ m. Sehingga nilai L/T yaitu :

$$L/T = 1200/100,94 = 11,89$$

Berdasarkan grafik hubungan z_f dengan $F\delta$ dengan L/T sesuai gambar maka didapatkan $F\delta = 0,075$ dan berdasarkan Gambar 2.13 grafik hubungan z_f dengan F_m dengan L/T didapatkan $F_m = 0,24$.

d. Menghitung nilai defleksi (δ_p) pada tiang

Defleksi terbesar yang terjadi pada tiang berada dibagian paling atas tiang. Nilai defleksi yang terjadi harus memenuhi syarat ijin maksimum defleksi yaitu sebesar 1 inch atau 2,54 cm sesuai NAVFAC DM-7. Untuk besarnya defleksi pada tiang pancang dapat dihitung sebagai berikut :

Nilai yang didapatkan dari SAP untuk geser arah x yaitu $V_x=2,26$ ton sehingga nilai $P_x = 2260/3 = 753,33$ kg.

$$\begin{aligned}\delta_{px} &= F\delta \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \\ &= 0,075 \left(\frac{753,33 \times 100,93^3}{33892,18 \times 108803} \right) = 0,44 \text{ cm} \\ \delta_{px} &< 2,54 \text{ cm (OK)}\end{aligned}$$

Nilai yang didapatkan dari SAP untuk geser arah y yaitu $V_y=0,097$ ton $P_y= 97/3 = 32,43$ kg.

$$\begin{aligned}\delta_{py} &= F\delta \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \\ &= 0,075 \left(\frac{32,43 \times 100,93^3}{33892,18 \times 108803} \right) = 0,23 \text{ cm} \\ \delta_{py} &< 2,54 \text{ cm (OK)}\end{aligned}$$

Keterangan :

$P = F_y/n$

$n =$ Jumlah tiang dalam satu grup

$T =$ Faktor kekakuan relatif

$E =$ Modulus elastisitas tiang

$I =$ Momen Inersia dari potongan melintang tiang

$\delta < 1$ inch (2,54 cm)

e. Menentukan nilai momen (M_p) pada tiang

Momen yang terjadi pada tiang berada dibagian paling atas tiang. Momen tiang tidak boleh melebihi M_{crack} tiang yang diijinkan. Berdasarkan spesifikasi tiang $M_{crack} = 6,61$ tm. Besarnya momen dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$\begin{aligned}M_p &= F_M P T \\ M_{px} &= 0,24 \times 0,753 \times 1,01 = 0,182 \text{ tm} \\ M_{py} &= 0,24 \times 0,032 \times 1,01 = 0,007 \text{ tm}\end{aligned}$$

$$M_p < M_{crack \text{ tiang}} \text{ (OK!)}$$

5.1.4 Perencanaan Pile Cap

Pile Cap dirancang untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke pondasi tiang pancang. Oleh karena itu pile cap harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur. Data perancangan pile cap :

P_u : 115 ton

$P_{1 \text{ tiang}}$: 38,43 ton

n : 3 buah

Dimensi pile cap : $p \times l \times t = 1200 \times 3200 \times 500 \text{ mm}$

F_y : 320 MPa

F'_c : 35 MPa

D tulangan : 25 mm

Selimut beton : 60 mm

dx efektif : $500 - 60 - 0,5 \times 25 = 427,5 \text{ mm}$

dy efektif : $500 - 60 - 25 - 0,5 \times 25 = 402,5 \text{ mm}$

1. Kontrol geser pons

Dalam merencanakan pile cap harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1. Kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan dengan perumusan sebagai berikut, dimana V_c digunakan yang terkecil.

Batas 1

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d = 2234, \text{ kN}$$

Batas 2

$$V_c = 0,083 \left(\frac{a_s d}{b_0} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d = 3017,98 \text{ kN}$$

Batas 3

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d = 2836,75 \text{ kN}$$

Dengan V_c yang terkecil maka nilai

$$\phi V_c = 0,75 V_c = 1675,9 \text{ kN} = 167,59 \text{ ton}$$

Kontrol geser pons dikatakan OK ketika $P < \phi V_c$. Nilai $P = 115$ ton dan $\phi V_c = 167,59$ ton, maka telah memenuhi syarat geser pons.

Dimana,

- β_c adalah rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat.
- b_o adalah keliling dari penampang kritis pada pile cap dengan rumus $b_o = 2(b_k + d) + 2(h_k + d)$.
- $\alpha_s = 20$ untuk kolom sudut, $\alpha_s = 30$ untuk kolom tepi dan $\alpha_s = 40$ untuk kolom interior.

2. Penulangan lentur

Untuk penulangan lentur, momen pada pile cap didapat dari beban aksial.

Momen yang bekerja:

$$M = 0,4744 \text{ tm}$$

Dengan $f'_c = 35 \text{ Mpa}$

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - 0,05 \times \left(f'_c - \frac{28}{7} \right) \\ &= 0,85 - 0,05 \times \left(35 - \frac{28}{7} \right) = 0,8\end{aligned}$$

Nilai ρ_b adalah

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ \rho_b &= \frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{320} \times \frac{600}{600 + 320} = 0,048\end{aligned}$$

Berdasarkan SNI-2847-2013 ρ harus memenuhi syarat berikut :

- 4) ρ_{\max} tidak boleh lebih dari $\rho_{\max} = 0,025$
- 5) ρ_{\max} tidak boleh lebih dari $\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$
- 6) ρ_{\max} tidak boleh kurang dari $\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y \times b_w \times d}$

dan tidak boleh kurang dari $\rho_{\min} = \frac{1,4 \times b_w \times d}{f_y}$

Nilai ρ_{perlu} adalah

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{320}{0,85 \times 35} = 10,75 \\
 R_n &= \frac{M_u}{\phi b d x^2} = \frac{0,4744}{0,75 \times 3200 \times 402,5^2} = 0,00012 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{10,75} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,75 \times 0,00012}{320}} \right) = 3,8 \times 10^{-7}
 \end{aligned}$$

Dengan syarat tersebut digunakan $\rho_{\min} = 0,0043$, hal ini karena $\rho_{\max} < \rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}}$. Sehingga tulangan yang dibutuhkan adalah

$$A_s = \rho b d = 5635 \text{ mm}^2$$

Dengan jumlah tulangan

$$n = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \pi d^2} = \frac{5635}{\frac{1}{4} \pi 25^2} = 11,47 \text{ buah} = 12 \text{ buah}$$

Dengan jarak tulangan yang memiliki $S_{\text{maks}} = 450 \text{ mm}$

$$S = \frac{3200}{n} = 266,67 \text{ mm digunakan } s = 250 \text{ mm}$$

Berdasarkan perhitungan diatas maka digunakan tulangan lentur D25-250mm.

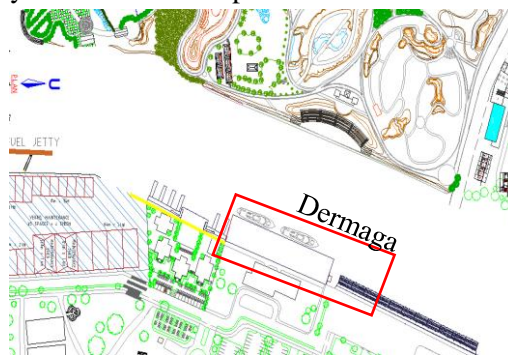
5.1.5 Perencanaan Dinding Dermaga

Pada perencanaan sub bab ini akan direncanakan perkuatan dinding dermaga Lokasi perencanaan perkuatan dinding dapat

dilihat pada Gambar 5.9. Dalam sub bab ini dilakukan perencanaan untuk perkuatan dinding dermaga. Ketinggian dinding dermaga ditentukan berdasarkan tinggi gelombang pasang surut air laut, dari Sub Bab 4.2 dimana diperoleh muka air pasang (HWL) sebesar 2,7 meter dan muka air surut (LWL) sebesar 0,3 meter. Jadi, ketinggian dinding dermaga adalah $(HWL-LWL)+1,5$ meter atau tinggi lereng tegak (H) :

$$H = (2,7-0,3)+1,5 = 3,9 \text{ m}$$

Berdasarkan data *bathymetri* zona tersebut memiliki kedalaman tanah dasar dengan persamaan elevasi -1 m LWS. Pada zona ini dilakukan pengerukan tanah sedalam -4 m LWS untuk memenuhi kebutuhan draft kapal. Lapisan tanah yang digunakan untuk perencanaan dinding terdiri dari beberapa lapisan tanah dasar dan tanah timbunan dengan parameter tanah yang dapat dilihat pada Tabel 5.9. Kedalaman urap adalah D meter dimana $D = (1.0+6.0+D_0)$ meter, seperti ditunjukkan pada Gambar 5.10. Dalam perencanaan ini ketinggian muka air dianggap sejajar karena digunakannya subdrain dalam perencanaan.



Gambar 5. 9 Layout Area Perkuatan

Mengingat jenis tanah di Marina Boom Banyuwangi adalah tanah pasir maka jenis *sheet pile* yang digunakan adalah *sheet pile* berbahan baja. Penentuan kedalaman *sheet pile* dan pemilihan profil *sheet pile* secara manual ditentukan berdasarkan perhitungan berikut:

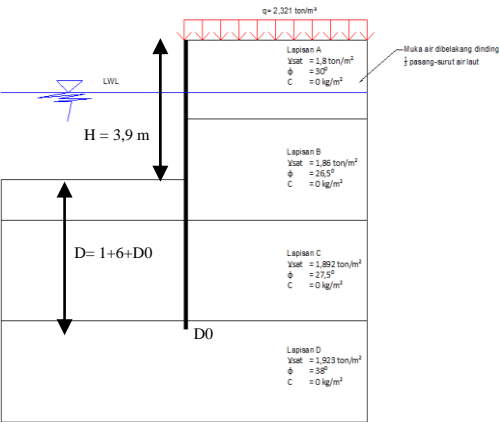
1. Data teknis perencanaan *sheet pile*

Data tanah yang digunakan berdasarkan hasil analisa pada Sub Bab 4.5 ditunjukkan oleh Tabel 5.9.

Tabel 5. 9 Data Tanah

Lapisan	γ_{sat}	γ_{dry}	γ_t	ϕ	C
	(ton/m ³)	(ton/m ³)	(ton/m ³)	(⁰)	(kg/m ²)
Timbunan (A)	1,8	-	-	30	0
B	1,860	1,398	1,860	26,5	0
C	1,892	1,438	1,892	27,5	0
D	1,9235	1,4845	1,9235	38	0
E	1,9575	1,559	1,9575	42,5	0

Data sheet pile yang digunakan sheet pile dari Nipon Steel & Sumitomo Metal ASTM A572M/A572-12 Grade 50 (dapat dilihat dalam Lampiran 2). Beban yang bekerja pada perkuatan sheet pile ini adalah beban berfaktor sebesar 2,321 t/m² yang dapat dilihat dalam Sub Bab 4.4.



Gambar 5. 10 Ilustrasi Sheet Pile

2. Perhitungan Tegangan Vertikal

$$\sigma'_v = \sum (\gamma_i \times h_i + \gamma_w \times h_i)$$

Dengan elevasi yang ada didapatkan nilai $h = 3,9 - (-1) = 4,9$ m

$$\sigma'_v = ((1,8 - 1) \times 4,9 + 2,321) = 6,241 \text{ t/m}^2$$

Tabel 5. 10 Hasil Perhitungan Tegangan Vertikal

Titik	Elevasi	σ'_v
	(m lws)	(t/m ²)
AKTIF		
0	3,9	2,321
1	-1	6,241
2	-6	10,54
3	-6 + D ₀	0,89D ₀ +10,54
AIR		1D ₀ +6,3
PASIF		
5	-4	0
6	-6	1,72
7	-6 + D ₀	0,89D ₀ +1,72
AIR		1D ₀ +6,3

3. Perhitungan Tegangan Tanah Horizontal

Perhitungan nilai tegangan tanah horizontal mengacu pada Persamaan 9 hingga Persamaan 12. Tekanan yang bekerja pada dinding digambarkan pada Gambar 5.11. hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.11

$$\sigma_{h\text{aktif}} = \sigma'_{v\text{aktif}} \times K_{a\text{aktif}}$$

$$\sigma_{h\text{pasif}} = \sigma'_{v\text{pasif}} \times K_{a\text{pasif}}$$

4. Perhitungan gaya, momen dan D₀

Gaya yang bekerja pada dinding dermaga didapatkan dari tekanan tanah dikalikan dengan luasan. Sketsa gaya yang bekerja

dapat dilihat pada Gambar 5.12. Perhitungan gaya digunakan untuk mendapatkan persamaan momen aktif dan momen pasif yang ditunjukkan pada Tabel 5.12.

Berdasarkan Gambar 5.12 didapatkan gaya horizontal aktif dan pasif dari kedua zona yang digunakan untuk menghitung persamaan momen $\Sigma M = 0$ dengan titik putar momenya berada pada dasar dinding. Hasil perhitungan pada Tabel 5.12 antara persamaan momen aktif dan pasif dijumlahkan untuk mendapatkan persamaan momen $\Sigma M = 0$ yang akan digunakan untuk mencari panjang D_0 . Persamaan momen aktif dan pasif total dapat dilihat pada Tabel 5.12. Dari persamaan $\Sigma M = 0$ didapatkan panjang D_0 sebesar:

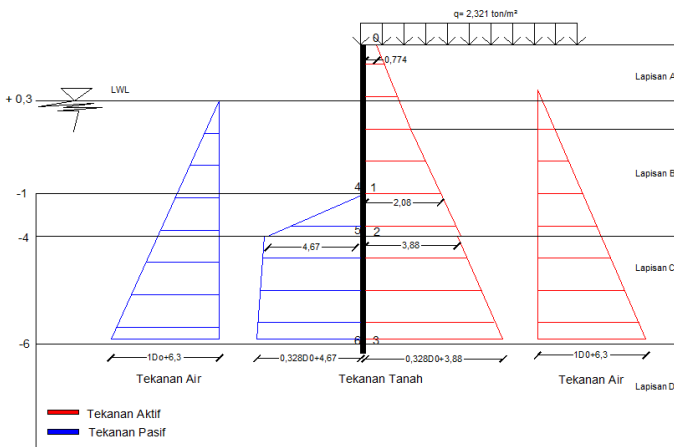
$$M_{\text{TOTAL}} = (-0,7D_0^3) + (-0,32D_0^2) + (15,12 D_0) + (75,87) = 0$$

Maka nilai $D_0 = 6,068 \text{ m}$, dibulatkan menjadi $6,1 \text{ m}$ sehingga panjang dinding yang terbenam adalah

$$D = 2 + 6,1 = 8,6 \text{ m}$$

Dan panjang dinding keseluruhan adalah

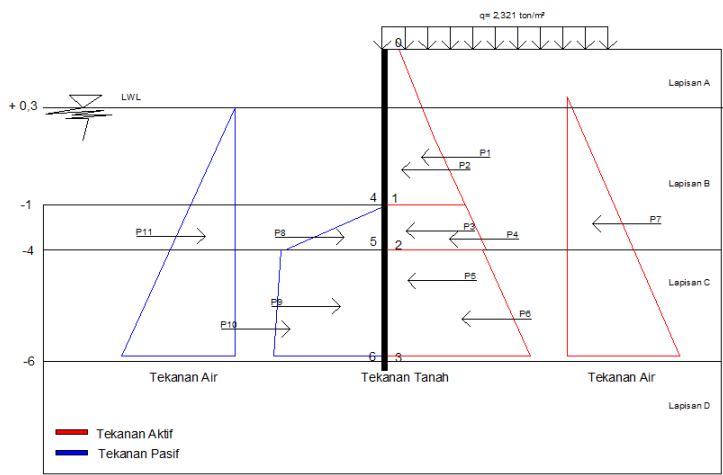
$$D \text{ total} = 8,1 + 6,9 = 16 \text{ m}$$



Gambar 5. 11 Ilustrasi Tekanan Tanah

Tabel 5. 11 Hasil Tegangan Tanah Horizontal

Titik	Elevasi	Lapisan	Ka atau Kp	σ'_h
	(m lws)			(t/m ²)
AKTIF				
0	3,9			
		Bawah	0,333	0,774
1	-1	Atas	0,33	2,080
		Bawah	0,382	2,390
2	-6	Atas	0,382	4,037
		Bawah	0,368	3,881
3	-6 + D ₀	Atas	0,368	0,328D ₀ +3,881
	AIR		1	1D ₀ +6,3
PASIF				
5	-4			
		Bawah	2,611	0
6	-6	Atas	2,611	4,492
		Bawah	2,716	4,671
7	-6 + D ₀	Bawah	2,716	0,328D ₀ +4,671
	AIR		1	1D ₀ +6,3



Gambar 5. 12 Ilustrasi Gaya Yang Bekerja

Tabel 5. 12 Perhitungan Gaya, Jarak Dan Momen

Gaya	Tebal (m)	P (ton)	Jarak ke 0 (m)	Momen (tm)
P1	4,9	1,895	1 D0 + 8,27	1,90 D0 + 15,669
		0,000	1 D0 + 5	0,00 D0 + 0,000
P2	4,9	3,201	1 D0 + 8,27	3,20 D0 + 26,464
P3	5	10,402	1 D0 + 2,5	10,40 D0 + 26,004
P4	5	4,117	1 D0 + 3,33	4,12 D0 + 13,722
P5	1 D0	4,037 D0	0,5 D0	2,018 D0 ²
P6	1 D0	0,164 D0 ²	0,667 D0	0,11 D0 ³
P7	6,3 + D0	0,5 D0 ² 6,3 D0 19,845	0,667 D0 4,2	0,33 D0 ³ 6,3 D0 ² 39,69 83,349
P8	2	4,492	1 D0 + 1,33	4,49 D0 + 5,989
P9	D0	4,671 D0	0,5 D0	2,336 D0 ²
P10	D0	1,211 D0 ²	0,667 D0	0,81 D0 ³
P11	6,3 + D0	0,5 D0 ² + 6,3 D0 + 19,845	0,667 D0 + 4,2	0,33 D0 ³ + 6,3 D0 ² + 39,69 D0 + 83,349
TOTAL MOMEN =				-0,70 D0 ³ + -0,32 D0 ² + 15,123 D0 + 75,87

Keterangan:

Hijau = Gaya aktif

Kuning = Gaya pasif

5. Momen maksimum

Momen maksimum digunakan untuk menentukan dimensi *sheet pile* yang dipakai. Momen maksimum dapat dihitung dari penurunan persamaan $\sum M=0$ dengan mendapatkan jarak ke momen maksimum.

$$(-0,7D_0^3) + (-0,32D_0^2) + (15,12 D_0) + (75,87) = 0$$

Diturunkan menjadi :

$$-2,094x^2 + -0,635x + 15,12 = 0$$

Didapatkan nilai x sebesar 2,54 m , momen maksimum terletak pada x = 2,54 m dengan momen sebesar 100,8 tm .

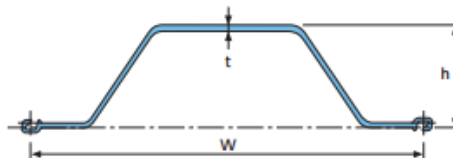
6. Dimensi *Sheet Pile*

Dimensi *sheet pile* dihitung melalui section modulus. Nilai *section modulus* akibat momen yang bekerja didapatkan dengan membagi M_{max} dengan tegangan ijin. Digunakan profil *sheet pile* dari Nipon Steel & Sumitomo Metal ASTM A572M/A572-12 Grade 50 (Lampiran 2) dengan tegangan jin (*tensile strength*) = 455 MPa atau setara dengan 4550 kg/cm².

$$Z = \frac{M_{max}}{\sigma_{ijin}} = \frac{10079957,2 \text{ kg cm}}{4550 \text{ kg/cm}^2} = 2215,38 \text{ cm}^3/\text{m}'$$

Sehingga digunakan Sheet Pile baja tipe NS-SP-50H dengan $Z= 2760 \text{ cm}^3/\text{m}'$, dengan spesifikasi sebaga berikut:

W : 900 mm
h : 370 mm
t : 17 mm



Gambar 5. 13 Sketsa profil *sheet pile* Hatt-type

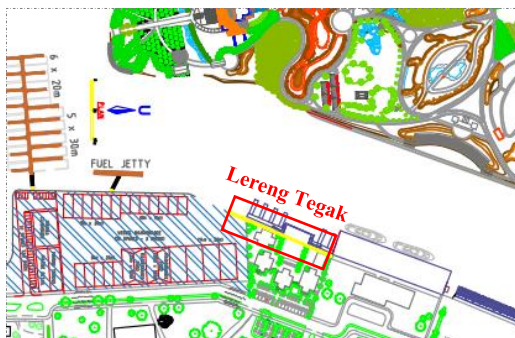
5.2 Perencanaan Perkuatan Lereng Tegak

Ada 2 (dua) alternatif perencanaan lereng tegak yang akan dibuat yaitu *sheet pile* dan *secant pile*. Kedua alternatif tersebut diasumsikan sebagai struktur *cantilever* atau struktur penahan tanpa menggunakan angkur. Diharapkan dari kedua alternatif yang akan tersebut dapat diperoleh hasil perencanaan yang tepat dan murah. Lokasi perencanaan perkuatan lereng tegak dapat dilihat pada Gambar 5.14.

Seperti halnya pada perencanaan perkuatan tanah pada dinding dermaga, dinding lereng tegak ini dianggap memiliki elevasi muka air yang sejajar karena adanya subdrain. Ketinggian lereng tegak ditentukan berdasarkan tinggi gelombang pasang surut air laut, dari Sub Bab 4.2 dimana diperoleh muka air pasang (HWL) sebesar 2,7 m dan muka air surut (LWL) sebesar 0,3 m. Jadi, ketinggian lereng tegak adalah $(HWL-LWL)+1,5$ meter atau tinggi lereng tegak (H) :

$$H = (2,7-0,3)+1,5 = 3,9 \text{ m}$$

Berdasarkan data *bathymetri* zona tersebut memiliki kedalaman tanah dasar dengan persamaan elevasi -1 m LWS. Pada zona ini dilakukan pengerukan tanah sedalam -4 m LWS.



Gambar 5. 14 Lokasi bibir pantai dengan perkuatan lereng tegak

5.2.1. Perencanaan Lereng Tegak dengan *Sheet Pile*

Mengingat jenis tanah di Marina Boom Banyuwangi adalah tanah pasir maka jenis *sheet pile* yang digunakan adalah *sheet pile*

berbahan baja. Lapisan tanah yang berada dibelakang sheet pile adalah tanah timbunan dan tanah dasar yang parameternya dapat dilihat pada Tabel 5.13. Kedalaman urap adalah D meter dimana $D = (1.0+6.0+D_0)$ meter, seperti ditunjukkan pada Gambar 5.15. Perhitungan kedalaman *cantilever sheet pile* dan pemilihan profil *sheet pile* secara manual ditentukan berdasarkan perhitungan berikut:

1. Data teknis perencanaan *cantilever sheet pile*

Data tanah yang digunakan berdasarkan hasil analisa pada Sub Bab 4.5 ditunjukkan oleh Tabel 5.13.

Tabel 5. 13 Data Tanah

Lapisan	γ_{sat}	γ_{dry}	γ_t	ϕ	C
	(ton/m ³)	(ton/m ³)	(ton/m ³)	(⁰)	(kg/m ²)
Timbunan (A)	1,8	-	-	30	0
B	1,860	1,398	1,860	26,500	0
C	1,892	1,438	1,892	27,5	0
D	1,9235	1,4845	1,9235	38	0
E	1,9575	1,559	1,9575	42,5	0

Data profil *sheet pile* baja digunakan dari Nipon Steel & Sumitomo Metal ASTM A572M/A572-12 Grade 50 (dapat dilihat dalam lampiran 2). Beban yang bekerja pada perkuatan sheet pile ini adalah beban operasional sebesar 1 t/m².

2. Perhitungan Tegangan Vertikal

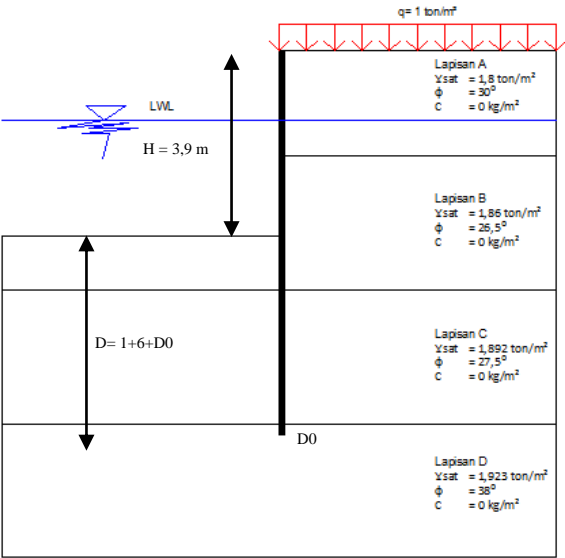
$$\sigma'_v = \sum (\gamma_i \times h_i + \gamma_w \times h_i)$$

Dengan elevasi yang ada didapatkan nilai $h = 3,9 - (-1) = 4,9$ m

$$\sigma'_v = ((1,8 - 1) \times 4,9 + 1) = 4,92 \text{ t/m}^2$$

Tabel 5. 14 Hasil Perhitungan Tegangan Vertikal

Titik	Elevasi	$\sigma'v$
	(m lws)	(t/m2)
AKTIF		
0	3,9	1
1	-1	4,92
2	-6	9,22
3	-6 + D ₀	0,89D ₀ + ,22
AIR		1D ₀ +6,3
PASIF		
5	-4	0
6	-6	1,72
7	-6 + D ₀	0,89D ₀ +1,72
AIR		1D ₀ +6,3



Gambar 5. 15 Ilustrasi Sheet Pile

3. Perhitungan Tegangan Tanah Horizontal

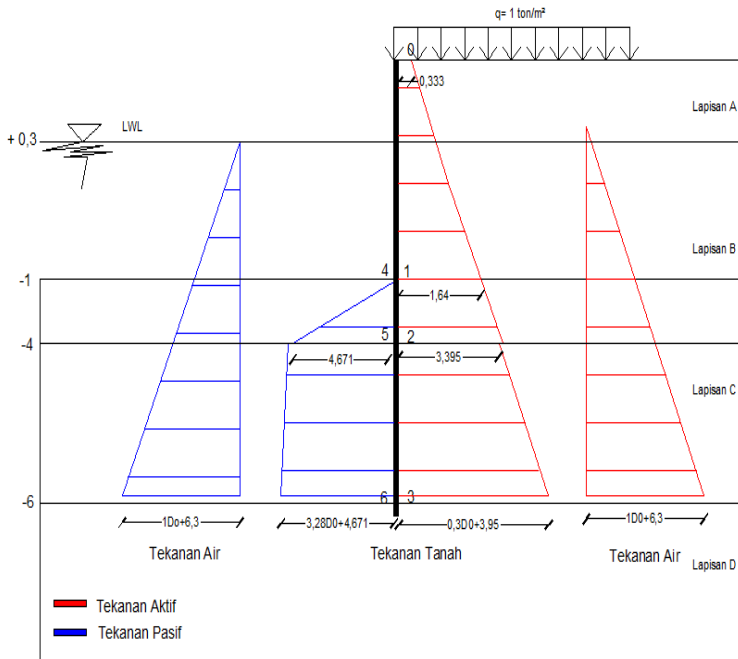
Perhitungan nilai tegangan tanah horizontal mengacu pada Persamaan 9 hingga Persamaan 12. Tekanan yang bekerja pada dinding digambarkan pada Gambar 5.16.

$$\sigma_{h\text{aktif}} = \sigma'_{v\text{aktif}} \times K_{a\text{ aktif}}$$

$$\sigma_{h\text{pasif}} = \sigma'_{v\text{pasif}} \times K_{a\text{ pasif}}$$

Tabel 5. 15 Hasil Tegangan Tanah Horizontal

Titik	Elevasi	Lapisan	Ka atau Kp	σ'_h
	(m lws)			(t/m ²)
AKTIF				
0	3,9			
		Bawah	0,333	0,333
1	-1	Atas	0,33	1,64
		Bawah	0,382	1,88
2	-6	Atas	0,382	3,530
		Bawah	0,368	3,395
3	-6 + D ₀	Atas	0,368	0,328D ₀ +3,395
	AIR		1	1D ₀ +6,3
PASIF				
5	-4			
		Bawah	2,611	0
6	-6	Atas	2,611	4,492
		Bawah	2,716	4,671
7	-6 + D ₀	Bawah	2,716	0,328D ₀ +4,671
	AIR		1	1D ₀ +6,3



Gambar 5. 16 Ilustrasi Tekanan Tanah

4. Perhitungan gaya, momen dan D_0

Gaya yang berkerja pada dinding dermaga didapatkan dari tekanan tanah dikalikan dengan luasan. Sketsa gaya yang bekerja dapat dilihat pada Gambar 5.17. Perhitungan gaya digunakan untuk mendapatkan persamaan momen aktif dan momen pasif yang ditunjukkan pada Tabel 5.16.

Berdasarkan Gambar 5.12 didapatkan gaya horizontal aktif dan pasif dari kedua zona yang digunakan untuk menghitung persamaan momen $\Sigma M = 0$ dengan titik putar momennya berada pada dasar dinding. Hasil perhitungan pada Tabel 5.15 antara persamaan momen aktif dan pasif dijumlahkan untuk mendapatkan persamaan momen $\Sigma M = 0$ yang akan digunakan untuk mencari panjang D_0 . Persamaan momen aktif dan pasif total dapat dilihat

pada Tabel 5.13 . Dari persamaan $\sum M=0$ didapatkan panjang D_0 sebesar:

$$M_{\text{total}} = (-0,698D_0^3) + (-0,638D_0^2) + (13,87D_0) + (69,9) = 0$$

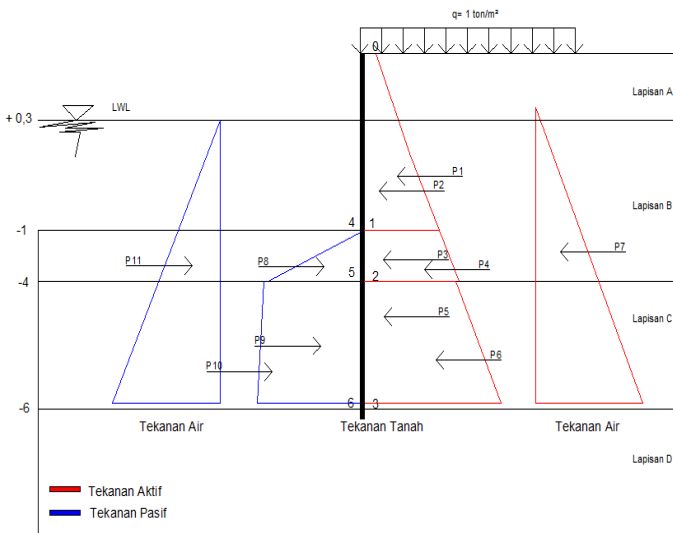
Maka nilai $D_0 = 5,68$ m , dibulatkan menjadi 5,7 m

Sehingga panjang dinding yang terbenam adalah

$$D = 2 + 5,7 = 7,7 \text{ m}$$

Dan panjang dinding keseluruhan adalah

$$D_{\text{total}} = 8 + 7,7 = 15,7 \text{ m}$$



Gambar 5. 17 Ilustrasi Gaya, Jarak Dan Momen

5. Momen maksimum

Momen maksimum digunakan untuk menentukan dimensi sheet pile yang dipakai. Momen maksimum dapat dihitung dari penurunan persamaan $\sum M=0$ dengan mendapatkan jarak ke momen maksimum.

$$(-0,698D_0^3) + (-0,638D_0^2) + (13,87D_0) + (69,9) = 0$$

Diturunkan menjadi :

$$-2,094x^2 + -1,276x + 12,87 = 0$$

Didapatkan nilai x sebesar 2,29 m , momen maksimum terletak pada $x = 2,29$ m dengan momen sebesar 89,973 tm .

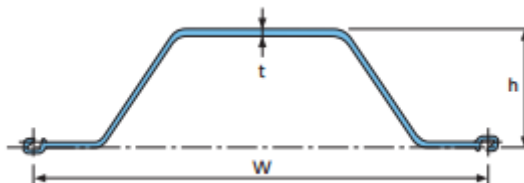
6. Dimensi *Sheet Pile*

Dimensi *sheet pile* dihitung melalui section modulus. Nilai *section modulus* akibat momen yang bekerja didapatkan dengan membagi M_{max} dengan tegangan ijin. Digunakan profil *sheet pile* dari Nipon Steel & Sumitomo Metal ASTM A572M/A572-12 Grade 50 (lampiran 2) dengan tegangan jin (tensile strength) = 450 MPa atau setara dengan 4500 kg/cm².

$$Z = \frac{M_{max}}{\sigma_{ijin}} = \frac{89973329 \text{ kg cm}}{4550 \text{ kg/cm}^2} = 1977,44 \text{ cm}^3/\text{m}'$$

Sehingga digunakan *Sheet Pile* baja tipe NS-SP-45H dengan $Z = 2450 \text{ cm}^3/\text{m}'$, dengan spesifikasi sebagai berikut:

W : 900 mm
h : 368 mm
t : 15 mm



Gambar 5. 18 Sketsa profil *sheet pile Hatt-type*

Tabel 5. 16 Perhitungan Gaya dan Momen

Gaya	Tebal (m)	P (ton)	Jarak ke 0 (m)	Momen (tm)
P1	2,6	0,867	1 D0 + 7,6	0,867 D0 + 6,587
P2	2,6	0,728	1 D0 + 8,03	0,728 D1 + 5,848
P3	1,3	1,161	1 D0 + 5,65	1,161 D0 + 6,562
P4	1,3	0,312	1 D0 + 5,87	0,312 D0 + 1,83
P5	5	6,867	1 D0 + 2,5	6,867 D0 + 17,17
P6	5	4,117	1 D0 + 3,33	4,117 D0 + 13,72
P7	D0	3,10 D0	0,5 D0	1,5502 D0 ²
P8	D0	0,164 D0 ²	0,667 D0	0,109 D0 ³
P9	6,8 D0	0,5 D0 ² 6,8 D0 23,12	0,667 D0 4,53	0,333 D0 ³ 6,8 D0 ² 46,24 104,8
P10	2	4,492	1 D0 + 1,33	4,492 D0 + 5,989
P11	D0	4,67 D0	0,5 D0	2,3355 D0 ²
P12	D0	1,211 D0 ²	0,667 D0	0,807 D0 ³
P13	6,3 + D0	0,5 D0 ² + 6,3 D0 + 19,85	0,667 D0 + 4,2	0,333 D0 ³ + 6,3 D0 ² + 39,69 D0 + 83,35
TOTAL MOMEN =				-0,7 D0 ³ + -0,285 D0 ² + 16,11 D0 + 67,19

Keterangan:

Hijau = Gaya aktif

Kuning = Gaya pasif

5.2.2. Perencanaan *Secant Pile*

Perencanaan secant pile pada tugas akhir ini menggunakan case baja (*steel pipe*) yang dicor di tempat dan disusun secara berbaris dan tumpang tindih. Kedalaman dinding yang diperlukan dapat dilihat dalam perhitungan dari Sub Bab 5.2.1. Sedangkan untuk profil *secant pile* didapatkan dari perhitungan *section modulus* dan dicek menggunakan program bantu PCA COL dengan memasukkan input beban, asumsi diameter dan tulangan utama. Beban yang dimasukkan adalah beban axial dan momen maksimum yg didapat dari perhitungan manual.

Digunakan profil *secant pile* dari Nipon Steel & Sumitomo Metal dengan mutu ASTM A252 Grade 3 (lampiran 2) dengan tegangan jin (tensile strength) = 445 MPa atau setara dengan 4550 kg/cm².

$$Z = \frac{M_{\max}}{\sigma_{ijin}} = \frac{9488633,65 \text{ kg cm}}{4550 \text{ kg/cm}^2} = 2085,41 \text{ cm}^3/\text{m}'$$

Sehingga digunakan *secant pile* baja dengan $Z = 2690 \text{ cm}^3/\text{m}'$, diameter $d = 500 \text{ mm}$ dan tebal $t = 15 \text{ mm}$.

Perencanaan tulangan dilakukan dengan menggunakan program bantu PCA COL sekaligus dilakukam pengecekan terhadap dimensi diameter yang digunakan.

Hasil rekapitulasi dari PCA COL:

Diameter	: 600 mm
F' _c	: 35 MPa
F _y	: 400 MPa
Selimut beton	: 50 mm
Tulangan	: 10 D22

Dari rekapitulasi tersebut diameter yang memenuhi adalah diameter 600 mm dengan tulangan utama 10 D22. Output PCA COL dapat dilihat dalam Lampiran 3. Tulangan geser dapat dihitung menggunakan nilai V_u yang didapat dari gaya horizontal aktif terbesar. Berikut adalah perhitungan tulangan geser:

$$V_u = 18,754 \text{ ton} = 18754 \text{ kg}$$

ketiga alternatif yang akan tersebut dapat diperoleh hasil perencanaan yang tepat dan murah.

Lokasi perencanaan perkuatan lereng tegak dapat dilihat pada Gambar 5.19.



Gambar 5. 19 Lokasi Perkuatan Lereng Miring

5.3.1 Perencanaan *Geotextile Wall*

Ketinggian lereng miring pada Tugas Akhir ini direncanakan berdasarkan analisa *bathymetri* dan dengan memperhatikan pengerukan sedalam -2 mLWS. Oleh sebab itu, tinggi total lereng 5,528 meter dengan kemiringan 1:1,5. Perencanaan dilakukan untuk 1 (satu) tipe mengingat kondisi eksisting yang hampir sama. Analisis stabilitas lereng dilakukan dengan berbagai percobaan bidang longsor untuk mendapatkan variasi angka keamanan, momen dorong, momen penahan, dan jari-jari kelongsoran agar perencanaan yang dilakukan akurat berdasarkan kondisi paling kritis. Hasil analisis yang dilakukan ditunjukkan pada Tabel 5.17. Berikut adalah perhitungan perencanaan *geobag-geogrid* untuk SF 0,958.

Tahapan perencanaan perkuatan geotextile adalah sebagai berikut:

Tabel 5. 17 Hasil Analisis XSTABL

SF sesudah dikeruk	koor X	koor Y	Radius	MR
	(m)	(m)	(m)	(kNm)
0,985	4,03	25,59	6,37	763,9
0,985	4,03	25,59	6,37	763,9
0,969	4,09	25,74	6,58	836,6
0,958	3,76	26,51	7,63	1119
0,997	4,08	25,08	5,94	670,5
0,999	3,9	25,22	6,16	704,8

1. Data perencanaan

Data tanah yang digunakan berdasarkan hasil analisa pada Sub Bab 4.1 ditunjukkan oleh Tabel 5.18.

Tabel 5. 18 Data Tanah

	Φ (°)	C (Kpa)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_t (kN/m ³)
tanah dasar	26,5	0	18,6	18

Pada Tugas Akhir ini digunakan geotextile Kelas 1 dari PT Indokarya, besar *Tensile Strength* dapat dilihat pada Tabel 5.19. Dalam perencanaan ini digunakan $T_{ult} = 31,5$ kN/m.

Tabel 5. 19 Data Geotextile

Jenis Stablenka	Tensile Strength (kN/m)	Berat (g/m ²)	Ukuran Per Roll	
			Lebar (m)	Panjang (m)
Polypropylene (PP) 400 gr	31,5	400	4	100
Polypropylene (PP) 350 gr	28,5	350	4	100
Polyester (PET) 400 gr	17,5	400	4	100
Polyester (PET) 350 gr	13	350	4	100

2. Perhitungan momen dorong (M_D)

Momen Pendorong (M_D) adalah momen yang terjadi di dalam tanah timbunan yang mengakibatkan tanah runtuh. Nilai M_D dapat dihitung sebagai berikut dengan FS terjadi = 0,958.

$$FS \text{ terjadi} = \frac{M_R}{M_D}$$

$$M_D = \frac{1119}{0,958} = 1168,06 \text{ kNm}$$

3. Perhitungan delta momen resisting (ΔM_R)

Delta Momen Resisting (ΔM_R) adalah momen penahan tambahan yang terjadi di dalam tanah timbunan yang menahan agar tanah tidak runtuh. Pada tugas akhir ini, FS rencana yang digunakan adalah 1,5.

$$\Delta M_R = (M_D \times FS) - M_R$$

$$= (1168,06 \times 1,5) - 1119 = 633,09 \text{ kNm}$$

4. Perhitungan $T_{\text{allowable}}$

$T_{\text{allowable}}$ atau gaya tarik yang diijinkan merupakan nilai dari T_{ultimate} atau gaya tarik sesuai spesifikasi *geotextile* dibagi dengan *safety factor*. Dimana Faktor-faktor pengurang kekuatan *Geotextile* didapat pada Sub Bab 2.7.2. Pada tugas akhir ini digunakan *geotextile Polypropylene* (PP) dengan T_{ultimate} sebesar 31,5 kN/m. Harga FS ditentukan berdasarkan fungsi kegunaan, pada perencanaan ini *geotextile* difungsikan sebagai pengaman timbunan. Sehingga memiliki nilai sebagai berikut:

$$FS_{CR} = 2$$

$$FS_{ID} = 1,1$$

$$FS_{CD} = 1$$

$$FS_{BD} = 1$$

Sehingga nilai T_{all} adalah

$$T_{\text{all}} = \frac{T_{\text{ult}}}{FS_{CR} \times FS_{CD} \times FS_{bd} \times FS_{SID}}$$

$$= \frac{31,5}{2 \times 1,1 \times 1 \times 1} = 14,32 \text{ kN/m}$$

5. Perhitungan desain geotextile

Desain geotextile meliputi jumlah lembar, L_e , L_0 , dan L_r . Pada Tugas Akhir ini direncanakan akan dilakukan pemadatan tanah per 25 cm sehingga nilai S_v setiap lapis adalah 25 cm. Untuk memperkirakan jumlah kebutuhan geotextile dapat dilakukan dengan cara membandingkan nilai ΔM_R dengan nilai $\Sigma(TixSixa)$. Nilai $\Sigma(TixSixa)$ harus lebih besar dari nilai ΔM_R karena kekurangan momen penahan akan ditahan oleh geotextile. Tabel 5.20 menunjukkan perkiraan jumlah lapisan dan momen penahan yang dibutuhkan.

Tabel 5. 20 Hasil Jumlah Lapisan

Lapisan	Ti (m)	Jumlah geo per lapisan	Si per lapisan (kN)	Ti x Si	$\Sigma(TixSixa)$	ΔMR	Kontrol
1	7,11	1	14,32	101,80	101,80	633,088	NOT OK
2	6,86	1	14,32	98,22	200,03	633,088	NOT OK
3	6,61	1	14,32	94,64	294,67	633,088	NOT OK
4	6,36	1	14,32	91,06	385,73	633,088	NOT OK
5	6,11	1	14,32	87,48	473,22	633,088	NOT OK
6	5,86	1	14,32	83,90	557,12	633,088	NOT OK
7	5,61	1	14,32	80,33	637,45	633,088	OK

Panjang L_e atau panjang geotextile dibelakang garis kelongsoran minimal 1 meter.

$$\tau_1 = c + \sigma'v \tan \phi' = 0 + (8,6 \times 5,528 \times \tan 17,67) = 15,14 \text{ m}$$

$$L_e = \frac{Tall \times FS}{(2 \times \tau)} = \frac{14,32 \times 1,5}{(2 \times 15,14)} = 0,709 \text{ m}$$

Karena nilai L_e kurang dari 1 m maka nilai L_e pakai 1 m.

Panjang L_0 atau panjang lipatan geotextile merupakan setengah dari panjang L_e seperti berikut ini:

$$L_0 = \frac{1}{2}L_e = \frac{1}{2} \times 0,709 = 0,355 \text{ m}$$

Panjang L_r adalah panjang geotextile didepan garis kelongsoran. Karena dari analisa XSTABL didapatkan koordinat kelongsoran pada timbunan, maka nilai L_r / panjang geotextile di depan garis kelongsoran dihitung tanpa menggunakan rumus melainkan diukur sesuai dengan gambar bidang kelongsorannya. Panjangnya dapat dihitung menggunakan *software* AutoCad. Panjang total geotextile merupakan penjumlahan antara $L_e + L_r + L_o + S_v$.

Panjang L_o dibuat sama saat pelaksanaan karena untuk memudahkan pemasangan dilapangan. Selain L_o , panjang total geotextile per lapisan dibuat sama saat pelaksanaan dilapangan hal ini selain memudahkan juga dapat meminimalisir terjadinya kesalahan dalam pelaksanaan.

Tabel 5. 21 Perhitungan Desain Geotextile (1)

Lapisan ke	z (m)	Jumlah geo per lapisan	Si x a	SF	σ'_n (kN/m ²)	T (kN/m ²)
1	5,528	1	14,32	1,5	47,54	15,142
2	5,278	1	14,32	1,5	45,39	14,457
3	5,028	1	14,32	1,5	43,24	13,772
4	4,778	1	14,32	1,5	41,09	13,087
5	4,528	1	14,32	1,5	38,94	12,403
6	4,278	1	14,32	1,5	36,79	11,718
7	4,028	1	14,32	1,5	34,64	11,033

Tabel 5. 22 Perhitungan Desain Geotextile (2)

Lapisan ke	L_e (m)	L_e (m)	L_e Pakai (m)	L_R (m)	L_0 (m)	L_0 pakai (m)	L_{tot} (m)	L_{tot} pakai (m)
1	0,709	0,709	1	4,070	0,355	0,487	5,807	7,5
2	0,743	0,743	1	4,472	0,371	0,487	5,837	7,5
3	0,780	0,780	1	4,806	0,390	0,487	6,226	7,5
4	0,821	0,821	1	5,090	0,410	0,487	6,571	7,5
5	0,866	0,866	1	5,335	0,433	0,487	6,884	7,5
6	0,916	0,916	1	5,548	0,458	0,487	7,173	7,5
7	0,973	0,973	1	5,735	0,487	0,487	7,445	7,5

6. Kontrol *internal stability*

Dalam merencanakan geotextile untuk mencapai perencanaan yang baik maka diperlukan pengecekan kontrol *internal stability*. Kondisi *Internal Stability* tercapai bila tidak terjadi longsor pada lereng, dan bila masih terjadi kelongsoran saat dikontrol perlu digunakan tambahan beberapa lapis geotextile.

$$P_{a1} = \frac{(\text{Berat efektif ABC}) \times \tan \phi}{SF}$$

Dari rumus tersebut dapat diketahui SF yang terjadi. P_{a1} adalah tekanan yang terjadi dibelakang tanah.

Tekanan vertikal

$$\begin{aligned}\sigma'_{v1} &= q = 10 = 46,2 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma'_{v2} &= (\gamma' \times h) + q = ((18,6 - 10) \times 5,528) + 10 \\ &= 57,54 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Tekanan horizontal

$$\begin{aligned}\sigma'_{h1} &= \sigma'_{v1} \times k_a = 10 \times 0,382 = 382 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma'_{h2} &= \sigma'_{v2} \times k_a = 57,54 \times 0,382 = 22,03 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Gaya tanah yang ada dibelakang geotextile mendorong geotextile untuk longsor atau (P_{a1})

$$\begin{aligned}
 P_{a1} &= \sigma' h \times h \\
 &= (3,82 \times 5,528) + (1/2 \times (22,03 - 3,82) \times 5,528) \\
 &= 71,48 \text{ kN/m'}
 \end{aligned}$$

Nilai berat tanah yang dipasang geotextile sebagai penahan gaya dorong (w)

$$\begin{aligned}
 W &= \text{luas} \times \gamma' \text{tanah} \\
 &= \frac{1}{2} \times 5,528 \times 8,292 \times 8,6 = 197,1 \text{ kN/m'}
 \end{aligned}$$

Sehingga nilai SF yang terjadi

$$SF = \frac{W \times \tan \phi}{P_{a1}} = \frac{197,1 \times \tan 30}{71,48} = 1,59$$

SF minimum adalah 1,5 dan SF yang terjadi masih memenuhi, lereng geotextile tidak mengalami longsor dan jumlah geotextile mencukupi untuk menahan *internal stability*.

7. Kontrol *eksternal stability*

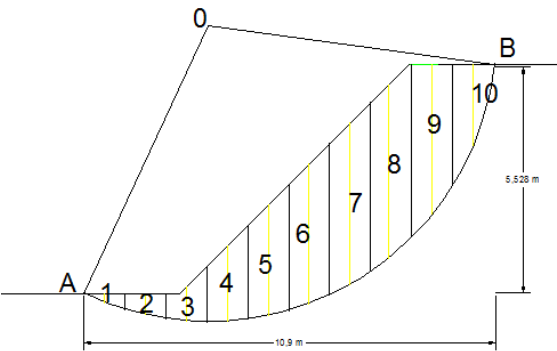
Dalam merencanakan geotextile untuk mencapai perencanaan yang baik maka diperlukan pengecekan kontrol *eksternal stability*. Perhitungan kontrol eksternal stability dihitung secara manual dengan menggunakan metode irisan (pias-pias). Safety Factor untuk eksternal stability adalah jumlah momen tahanan geser sepanjang bidang longsor dibagi dengan jumlah momen berat massa tanah yang longsor. Tahanan geser adalah berat tanah dikalikan $\tan \phi$. Untuk mengitung dimensi piase digunakan program bantu AutoCad. Perhitungan seperti berikut:

$$FS = \frac{\sum Mr}{\sum Md} = \frac{\sum c + (W \cos \alpha \times \tan \phi) + \Delta Mr}{\sum W \sin \alpha}$$

Dengan ΔMr adalah jumlah geotextile dikali dengan jarak geotextile ke titik pusat garis longsor ($\Delta Mr = T_i \times s_i$), nilai ΔMr dapat dilihat dalam Tabel 5.18 $\Delta Mr = 637,45 \text{ kNm}$. Perhitungan piase dapat dilihat dalam Tabel 5.21. Sehingga didapatkan nilai FS

$$FS = \frac{417,4569 + 637,45}{224,6179} = 3,764$$

Nilai FS > 1,5 maka lereng tidak akan mengalami longsor.



Gambar 5. 20 Irisan Lereng

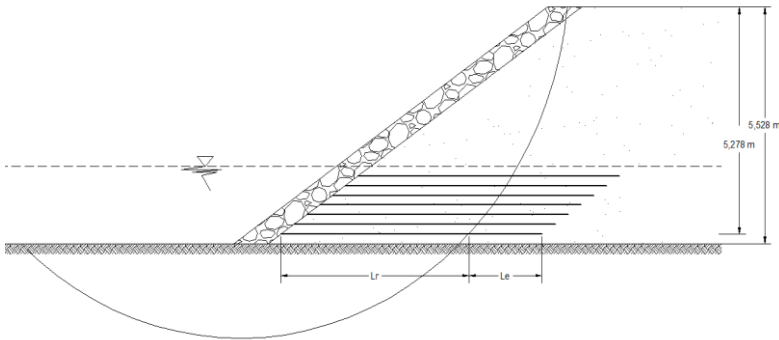
Tabel 5. 23 Perhitugan FS

Irisan No.	L (m)	x (m)	H (m)		Luas (m2)	α	W (kN)	W sin α	W cos α
			h1	h2					
1	1,17	1,09	0	0,43	0,232	-21	4,311	-1,545	4,025
2	1,12	1,09	0,43	0,67	0,598	-12	11,116	-2,311	10,873
3	1,09	1,09	0,67	1,48	1,170	-4	21,758	-1,518	21,705
4	1,09	1,09	1,48	2,49	2,162	4	40,221	2,806	40,123
5	1,11	1,09	2,49	3,35	3,184	12	59,216	12,312	57,922
6	1,16	1,09	3,35	4,03	4,020	20	74,780	25,576	70,270
7	1,26	1,09	4,03	4,49	4,644	29	86,387	41,881	75,555
8	1,42	1,09	4,49	4,61	4,960	38	92,249	56,794	72,693
9	1,76	1,09	4,61	3,22	4,266	50	79,352	60,787	51,007
10	3,34	1,09	3,22	0	1,756	66	32,659	29,836	13,284
ΣL	14,53						ΣW	224,6179	417,4569

8. Kebutuhan

Dari perencanaan diatas didapatkan jumlah lapisan geotextile sebanyak 7 lapis dengan panjang 7,5 m dengan panjang lereng adalah 680 m. Kebutuhan geotextile total adalah

$$L_{tot} = 7 \times 7,5 \times 680 = 35700 \text{ m}$$



Gambar 5. 21 Perencanaan Geotextile Wall

5.3.2 Perencanaan *Gabion-Geogrid*

Lereng miring yang direncanakan memiliki kondisi eksisting yang beragam. Melihat kondisi eksisting lereng miring yang akan direncanakan memiliki kondisi yang beragam namun tidak banyak perbedaan, tinggi dan kemiringan lereng tidak jauh berbeda direncanakan menggunakan tipe *gabion* yang sama pada semua lereng miring. *Gabion* dipasang pada permukaan miring dan ditarik oleh *reinforcement* berupa *geogrid*. Selain itu juga dilengkapi geotextile di bagian bawah *gabion* sebagai sparator untuk proteksi terhadap gerusan dan untuk menjaga muka air didepan dan dibelakang *gabion* tetap sama maka digunakan *sub drain*. Sehingga dalam perencanaan ini dianggap muka air sejajar.

Perhitungan *gabion* hanya berupa kontrol terhadap guling dan geser karena *gabion* berfungsi sebagai penahan tanah timbunan agar tidak tergerus oleh air sementara *geogrid* berfungsi

sebagai perkuatan *gabion* agar tidak mengalami longsor. Untuk mendapatkan nilai SF pada lereng miring dilakukan analisis dengan software XSTABL. Analisis dilakukan untuk mendapatkan variasi angka keaman, momen dorong, momen penahan, dan jari-jari kelongsoran agar perencanaan yang dilakukan akurat berdasarkan kondisi paling kritis. Hasil analisis dengan XSTABL ditunjukkan dalam Tabel 5.24. Berikut adalah perhitungan perencanaan *gabion-geogrid* untuk SF 0,958 :

Tabel 5. 24 Hasil Analisis XSTABL

SF sesudah dikeruk	koor X (m)	koor Y (m)	Radius (m)	MR (kNm)
0,985	4,03	25,59	6,37	763,9
0,985	4,03	25,59	6,37	763,9
0,969	4,09	25,74	6,58	836,6
0,958	3,76	26,51	7,63	1119
0,997	4,08	25,08	5,94	670,5
0,999	3,9	25,22	6,16	704,8

1. Data perencanaan

Data tanah yang digunakan berdasarkan hasil analisa pada Sub Bab 4.1 ditunjukan oleh Tabel 5.25.

Tabel 5. 25 Data Tanah

	Φ (°)	C (Kpa)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_t (kN/m ³)
tanah dasar	30	0	18,6	18

Perencanaan ini menggunakan Miragrid *Geogrid* sebagai *reinforcement*, besar *Tensile Strength* dapat dilihat pada Tabel 5.26. Dalam perencanaan ini digunakan Tult = 51,1 kN/m.

Gabion direncanakan menggunakan spesifikasi *gabion* sebagai berikut:

Panjang : 2 m Tebal : 0,5 m
 Lebar: 1 m γ_{gabion} : 2,3 t/m³

Tabel 5. 26 Spesifikasi *Geogrid* (Miragrid, 2014)

Jenis <i>geogrid</i>	Tensile Strength (kN/m)	Long Term Design Strength (kN/m)	Creep Reduced Strength (kN/m)	Berat (g/m ²)	Ukuran Per Roll	
					Lebar (m)	Panjang (m)
2XT	29,2	16	18,5	230	5	300
3XT	51,1	28	32,3	400	5	300
5XT	68,6	37,6	43,4	330	5	300
7XT	86,1	47,2	54,4	390	5	300
8XT	108	59,2	68,3	605	5	200
10XT	138,6	76	87,7	1010	5	200
20XT	200	110	127	1360	5	100

2. Perhitungan *Geogrid*

Desain *Geogrid* menggunakan tahapan yang sama dengan desain geotextile. Perhitungan *geogrid* sebagai berikut:

$$T_{ult} = 29,2 \text{ kN/m}$$

$$FS_{CR} = 2$$

$$FS_{ID} = 1,1$$

$$FS_{CD} = 1$$

$$FS_{BD} = 1$$

Sehingga nilai T_{all} adalah

$$\begin{aligned}
 T_{all} &= \frac{T_{ult}}{FS_{CR} \times FS_{CD} \times FS_{bd} \times FS_{SID}} \\
 &= \frac{51,1}{2 \times 1,1 \times 1 \times 1} = 23,23 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Untuk memperkirakan jumlah kebutuhan *geogrid* dapat dilakukan dengan cara membandingkan nilai ΔM_R dengan nilai $\Sigma(TixSixa)$. Nilai $\Sigma(TixSixa)$ harus lebih besar dari nilai ΔM_R karena kekurangan momen penahan akan ditahan oleh *geogrid*. Tabel 5.27

menunjukkan perkiraan jumlah lapisan dan momen penahan yang dibutuhkan.

Tabel 5. 27 Hasil Jumlah Lapisan

Lapisan	Ti (m)	Jumlah geo per lapisan	Si per lapisan (kN)	Ti x Si	$\Sigma(T_i \times S_{i\alpha})$	ΔMR	Kontrol
1	6,11	1	23,23	141,92	141,92	399,399	NOT OK
2	5,11	1	23,23	118,69	260,61	399,399	NOT OK
3	4,11	1	23,23	95,46	356,07	399,399	NOT OK
4	3,11	1	23,23	72,24	428,31	399,399	OK

Direncanakan *geogrid* dengan jarak susunan 1 meter dalam lereng yang memiliki ketinggian 5,528 m dan penempatan *geogrid* dapat dilihat dari Gambar 5.19. Maka nilai L_e untuk *geogrid* adalah

$$\tau_1 = c + \sigma'v \tan \phi' = 0 + (8,6 \times 4,528 \times \tan 17,67) = 38,94 \text{ m}$$

$$L_e = \frac{S_i \times FS}{(2 \times \tau)} = \frac{23,23 \times 1,5}{(2 \times 38,94)} = 1,405 \text{ m}$$

Panjang L_d adalah panjang *geogrid* didepan garis kelongsoran. Berdasarkan hasil analisa XSTABL didapatkan koordinat kelongsoran pada timbunan, maka nilai L_d dihitung tanpa menggunakan rumus melainkan diukur sesuai dengan gambar bidang kelongsorannya. Panjangnya dapat dihitung menggunakan *software* AutoCad. Panjang total geotextile merupakan penjumlahan antara $L_e + L_d$, hasil perhitungan ditunjukkan oleh Tabel 5.28.

Tabel 5. 28 Hasil Perhitungan Panjang *Geogrid*

Lapisan ke	Kedalaman (m)	T (kN/m ²)	L_e (m)	L_e Pakai (m)	L_d (m)	L_{tot} (m)
1	4,528	12,403	1,405	1,5	4,63	6,13
2	3,528	9,664	1,803	1,9	4,63	6,53
3	2,528	6,924	2,516	2,6	4,33	7,23
4	1,528	4,185	4,162	4,2	3,83	8,53

Dapat dilihat pada Tabel 5.28 nilai L_{total} pada masing-masing lapisan memiliki panjang yang beragam, maka dalam pelaksanaan digunakan L_{total} sebesar 8,6 m pada masing-masing lapisan untuk mempermudah pelaksanaan.

3. Perhitungan Gabion

Perencanaan *gabion* direncanakan dengan kemiringan 1:5, dapat dilihat dalam Gambar 5.23 jumlah dan letak *gabion* yang direncanakan. Dari perencanaan tersebut akan dikontrol geser. Berdasarkan Tabel 5.29 dengan diketahui nilai $\phi = 30^\circ$, $\delta = 0$ (karena gesekan relatif kecil), maka dapat diketahui nilai α , β dan K_a sebesar :

$$\Phi : 30^\circ$$

$$\delta : 0$$

$$\alpha : 5$$

$$\beta : -6$$

$$K_a : 0,31$$

Tabel 5. 29 Koefisien Tekanan Aktif

Active Pressure Coefficient, K_a								
β	α	$\phi = 10$	$\phi = 15$	$\phi = 20$	$\phi = 25$	$\phi = 30$	$\phi = 35$	$\phi = 40$
-6	0	0.68	0.56	0.45	0.37	0.29	0.23	0.18
-6	5	0.74	0.6	0.49	0.39	0.31	0.24	0.19
-6	10	0.94	0.67	0.53	0.42	0.33	0.26	0.2
-6	15		0.89	0.59	0.46	0.35	0.27	0.21
-6	20			0.82	0.52	0.39	0.29	0.22
-6	25				0.75	0.44	0.32	0.24
-6	30					0.67	0.37	0.26
-6	35						0.58	0.3
-6	40							0.49

a. Perhitungan tekanan tanah (P_a & P_h)

Tekanan tanah P_a dapat dihitung menggunakan Persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 P_a &= K_a \left(\gamma_{soil} \times \frac{H^2}{2} + q \times H \right) \\
 &= 0,31 \left(1,8 \times \frac{5,75^2}{2} + 1 \times 5,75 \right) = 5,93 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Tekanan tanah P_h dapat dihitung menggunakan Persamaan sebagai berikut:

$$P_h = P_a \times \cos\beta = 5,93 \times \cos(-6) = 5,89 \text{ ton}$$

Tabel 5. 30 Hasil perhitungan tekanan tanah

H timb	P_a	P_h
(m)	(t)	(t)
5,75	5,92740571	5,894935

b. Perhitungan berat *gabion* dan berat tanah

Dari Gambar 5.23 direncanakan jumlah *gabion* yang dibutuhkan adalah 25 buah, dengan kemiringan 1: 1,5 .

Nilai berat *gabion* total :

$$\begin{aligned} W_g &= \text{jumlah} \times A_{\text{gabion}} \times \gamma_{\text{gabion}} = 25 \times (1 \times 0,5) \times 2,3 \\ &= 28,75 \text{ t/m}' \end{aligned}$$

Perencanaan *gabion* harus memperhitungkan faktor keamanan. Keamanan yang harus diperhatikan adalah kontrol terhadap geser.

Kontrol terhadap geser:

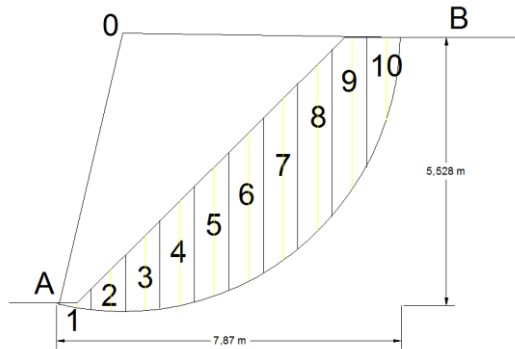
Aman jika $\frac{\tan\phi \times W_g}{P_h} > S_{\text{rencana}}$

$$\frac{\tan 30 \times 28,75}{5,895} = 2,815 > 1,5 \quad (\text{OK})$$

Berdasarkan kontrol terhadap geser, *gabion* telah memenuhi persyaratan keamanan.

4. Kontrol *eksternal stability*

Dalam merencanakan lereng untuk mencapai perencanaan yang baik maka diperlukan pengecekan kontrol *eksternal stability*. Perhitungan kontrol *eksternal stability* dihitung secara manual dengan menggunakan metode irisan (pias-pias). *Safety Factor* untuk *eksternal stability* adalah jumlah momen tahanan geser sepanjang bidang longsor dibagi dengan jumlah momen berat



Gambar 5. 22 Irisan Lereng

5. Kebutuhan *gabion* dan *geogrid*

Kebutuhan *gabion* sepanjang lereng miring merupakan jumlah kebutuhan tiap 2 m' dikali dengan panjang lereng. Perhitungan kebutuhan didapat sebagai berikut:

Jumlah *gabion* tiap 2 m : 25 buah

Panjang lereng : 680 m

$$n = \frac{680}{2} \times 25 = 8500 \text{ buah}$$

Kebutuhan *gabion* untuk 680 meter adalah 8500 buah *gabion* dengan ukuran 2x1x0,5 m.

Sementara kebutuhan *geogrid* adalah

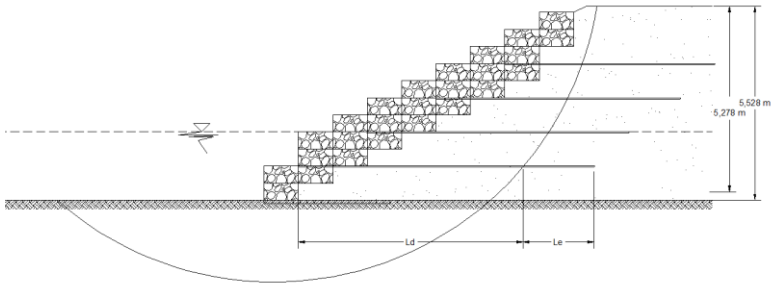
Jumlah *geogrid* : 4 lapis

Panjang per lapis : 8,6 m

Panjang lereng : 680 m

Sehingga

$$n = 4 \times 8,6 \times 680 = 23392 \text{ m}$$



Gambar 5. 23 Perencanaan *Gabion-Geogrid*

5.3.3 Perencanaan *Geobag-Geogrid*

Perkuatan alternatif lereng miring menggunakan *geobag* memerlukan kontrol terhadap berat. Berat *geobag* harus dapat menahan gaya gelombang datang. Melihat kondisi eksisting lereng miring yang akan direncanakan memiliki kondisi yang beragam namun tidak banyak perbedaan, tinggi dan kemiringan lereng tidak jauh berbeda direncanakan menggunakan tipe *geobag* yang sama pada semua lereng miring. *Geobag* dipasang pada permukaan miring dan ditarik oleh *reinforcement* berupa *geogrid*. Selain itu untuk menjaga muka air didepan dan dibelakang *geobag* tetap sama maka digunakan *sub drain*. Sehingga dalam perencanaan ini dianggap muka air sejajar. Untuk mendapatkan nilai SF pada lereng miring dilakukan analisis dengan software XSTABL. Analisis dilakukan untuk mendapatkan variasi angka keamanan, momen dorong, momen penahan, dan jari-jari kelongsoran agar perencanaan yang dilakukan akurat berdasarkan kondisi paling kritis. Hasil analisis dengan XSTABL ditunjukkan dalam Tabel 5.32. Berikut adalah perhitungan perencanaan *geobag-geogrid* untuk SF 0,958 :

1. Data Perencanaan

Data tanah yang digunakan berdasarkan hasil analisa pada Sub Bab 4.1 ditunjukkan oleh Tabel 5.33. Perencanaan ini menggunakan

Miragrid *Geogrid* sebagai *reinforcement*, besar *Tensile Strength* dapat dilihat pada Tabel 5.34. Dalam perencanaan ini digunakan $T_{ult} = 51,1 \text{ kN/m}$.

Tabel 5. 32 Hasil Analisis XSTABL

SF sesudah dikeruk	koor X (m)	koor Y (m)	Radius (m)	MR (kNm)
0,985	4,03	25,59	6,37	763,9
0,985	4,03	25,59	6,37	763,9
0,969	4,09	25,74	6,58	836,6
0,958	3,76	26,51	7,63	1119
0,997	4,08	25,08	5,94	670,5
0,999	3,9	25,22	6,16	704,8

Tabel 5. 33 Data Tanah

	Φ (°)	C (Kpa)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_t (kN/m ³)
tanah dasar	30	0	18,6	18

Tabel 5. 34 Spesifikasi *Geogrid* (Miragrid, 2014)

Jenis <i>geogrid</i>	Tensile Strength (kN/m)	Long Term Design Strength (kN/m)	Creep Reduced Strength (kN/m)	Berat (g/m ²)	Ukuran Per Roll	
					Lebar (m)	Panjang (m)
2XT	29,2	16	18,5	230	5	300
3XT	51,1	28	32,3	400	5	300
5XT	68,6	37,6	43,4	330	5	300
7XT	86,1	47,2	54,4	390	5	300
8XT	108	59,2	68,3	605	5	200
10XT	138,6	76	87,7	1010	5	200
20XT	200	110	127	1360	5	100

Gabion direncanakan menggunakan spesifikasi *gabion* sebagai berikut:

Gelombang maksimal	: 0,5 m
Tinggi revetment	: 5,528 m
Kemiringan	: 1 : 1,5
γ air laut	: 1,025 t/m ³
Kd <i>geobag</i>	: 5
Panjang lereng	: 8,292 m
γ_{geobag}	: 1,7 t/m ³
θ	: 33,69°

2. Berat minimal *geobag*

$$W_{min} = \frac{\gamma_g \times H^3}{K_D(S_g - 1)^3 \cot \theta} = \frac{1,025 \times 0,5^3}{5 \left(\frac{1,7}{1,025} - 1 \right)^3 \cot 33,69} = 0,099 \text{ ton}$$

3. Dimensi tebal dan lebar

Pada tugas akhir ini dimensi *geobag* yang digunakan adalah

Tebal : 0,2 m

Lebar : 1 m

Panjang: 1 m

Perencanaan *geobag* harus mampu menahan gaya gelombang yang datang, untuk itu dilakukan pengecekan gaya yang terjadi pada *geobag* saat dihantam gelombang.

$$W_{geobag} = p \times l \times t \times \gamma_{geobag} = 1 \times 1 \times 0,2 \times 1,7 = 0,34 \text{ ton}$$

$$W_{perlu} = 0,099 \text{ ton}$$

Berat $W_{geobag} > W_{perlu}$, hal ini menunjukkan *geobag* mampu menahan gaya gelombang yang menghantam lereng miring.

4. *Geogrid*

Desain *Geogrid* menggunakan tahapan yang sama dengan desain geotextile. Perhitungan *geogrid* sebagai berikut:

$$T_{ult} = 29,2 \text{ kN/m}$$

$$FS_{CR} = 2$$

$$FS_{ID} = 1,1$$

$$FS_{CD} = 1$$

$$FS_{BD} = 1$$

Sehingga nilai T_{all} adalah

$$T_{all} = \frac{T_{ult}}{FS_{CR} \times FS_{CD} \times FS_{bd} \times FS_{SID}}$$

$$= \frac{51,1}{2 \times 1,1 \times 1 \times 1} = 23,23 \text{ kN/m}$$

Untuk memperkirakan jumlah kebutuhan *geogrid* dapat dilakukan dengan cara membandingkan nilai ΔM_R dengan nilai $\Sigma(TixSixa)$. Nilai $\Sigma(TixSixa)$ harus lebih besar dari nilai ΔM_R karena kekurangan momen penahan akan ditahan oleh *geogrid*. Tabel 5.35 menunjukkan perkiraan jumlah lapisan dan momen penahan yang dibutuhkan.

Tabel 5. 35 Hasil Jumlah Lapisan

Lapisan	Ti (m)	Jumlah geo per lapisan	Si per lapisan (kN)	Ti x Si	$\Sigma(TixSixa)$	ΔMR	Kontrol
1	6,11	1	23,23	141,92	141,92	399,399	NOT OK
2	5,11	1	23,23	118,69	260,61	399,399	NOT OK
3	4,11	1	23,23	95,46	356,07	399,399	NOT OK
4	3,11	1	23,23	72,24	428,31	399,399	OK

Direncanakan *geogrid* dengan jarak susunan 1 meter dalam lereng yang memiliki ketinggian 5,528 m . Maka nilai L_e untuk *geogrid* adalah

$$\tau_1 = c + \sigma'v \tan \phi' = 0 + (8,6 \times 4,528 \times \tan 17,67) = 12,4 \text{ m}$$

$$L_e = \frac{Si \times FS}{(2 \times \tau)} = \frac{23,23 \times 1,5}{(2 \times 12,4)} = 1,405 \text{ m}$$

Karena nilai L_e kurang dari 1 m maka nilai L_e pakai 1 m.

Panjang L_d adalah panjang *geogrid* didepan garis kelongsoran. Berdasarkan hasil analisa XSTABL didapatkan koordinat kelongsoran pada timbunan, maka nilai L_d dihitung

tanpa menggunakan rumus melainkan diukur sesuai dengan gambar bidang kelongsorannya. Panjangnya dapat dihitung menggunakan *software* AutoCad. Panjang total *geogrid* merupakan penjumlahan antara $L_e + L_d$, hasil perhitungan ditunjukkan oleh Tabel 5.36.

Tabel 5. 36 Hasil Perhitungan Panjang *Geogrid*

Lapisan ke	Kedalaman (m)	T (kN/m ²)	L_e (m)	L_e Pakai (m)	L_d (m)	L_{tot} (m)
1	4,528	12,403	1,405	1,5	4,63	6,13
2	3,528	9,664	1,803	1,9	4,63	6,53
3	2,528	6,924	2,516	2,6	4,34	7,23
4	1,528	4,185	4,162	4,2	3,84	8,54

Dapat dilihat pada Tabel 5.36 nilai L_{total} pada masing-masing lapisan memiliki panjang yang beragam, dalam pelaksanaan digunakan L_{total} sebesar 8,5 m pada masing-masing lapisan.

5. Kontrol *eksternal stability*

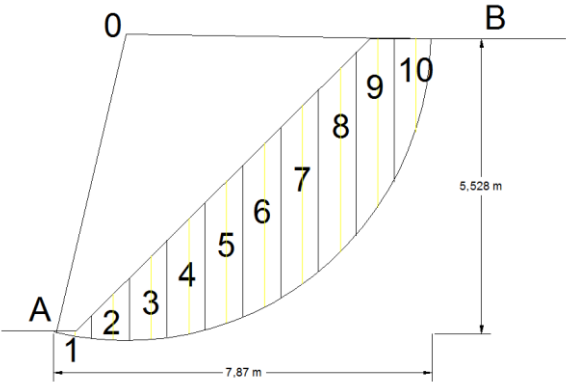
Dalam merencanakan lereng untuk mencapai perencanaan yang baik maka diperlukan pengecekan kontrol *eksternal stability*. Perhitungan kontrol *eksternal stability* dihitung secara manual dengan menggunakan metode irisan (pias-pias). *Safety Factor* untuk *eksternal stability* adalah jumlah momen tahanan geser sepanjang bidang longsor dibagi dengan jumlah momen berat massa tanah yang longsor. Tahanan geser adalah berat tanah dan *gabion* diatasnya dikalikan $\tan \phi$. Untuk mengitung dimensi pias digunakan program bantu AutoCad. Perhitungan seperti berikut:

$$FS = \frac{\sum Mr}{\sum Md} = \frac{\sum c + (W \cos \alpha \times \tan \phi) + \Delta Mr}{\sum W \sin \alpha}$$

Dengan ΔMr adalah jumlah geotextile dikali dengan jarak geotextile ke titik pusat garis longsor ($\Delta Mr = T_i \times si$), nilai ΔMr dapat dilihat dalam Tabel 5.25, $\Delta Mr = 406,01$ kNm. Perhitungan pias dapat dilihat dalam Tabel 5.37. Sehingga didapatkan nilai FS sebagai berikut:

$$FS = \frac{355,697 + 406,01}{213,534} = 2,732$$

Nilai FS > 1,5 maka lereng tidak akan mengalami longsor.



Gambar 5. 24 Irisan Lereng

Tabel 5. 37 Perhitugan FS

Irisan No.	L (m)	x (m)	H (m)		Luas (m2)	α	W (kN)	W sin α	W cos α
			h1	h2					
1	0,740	0,79	0	0,946	0,372	-9	15,976	-2,499	15,779
2	0,788	0,79	0,946	1,280	0,876	-2	25,344	-0,885	25,329
3	0,789	0,79	1,280	2,009	1,294	5	33,126	2,887	33,000
4	0,801	0,79	2,009	2,639	1,829	12	43,069	8,955	42,128
5	0,831	0,79	2,639	3,159	2,281	20	51,484	17,608	48,379
6	0,879	0,79	3,159	3,556	2,642	27	58,196	26,420	51,853
7	0,957	0,79	3,556	3,799	2,894	36	62,876	36,958	50,868
8	1,092	0,79	3,799	3,829	3,001	45	64,875	45,874	45,874
9	1,371	0,79	3,829	2,984	2,681	56	58,911	48,840	32,943
10	3,086	0,79	2,984	0	1,174	72	30,888	29,376	9,545
ΣL	11,334							213,534	355,697

6. Kebutuhan

Kebutuhan *geobag-geogrid* sepanjang lereng miring merupakan jumlah kebutuhan tiap m' dikali dengan panjang lereng. Perhitungan kebutuhan didapat sebagai berikut:

Jumlah *geobag* tiap 1 m : 29 buah (lihat Gambar 5.25)

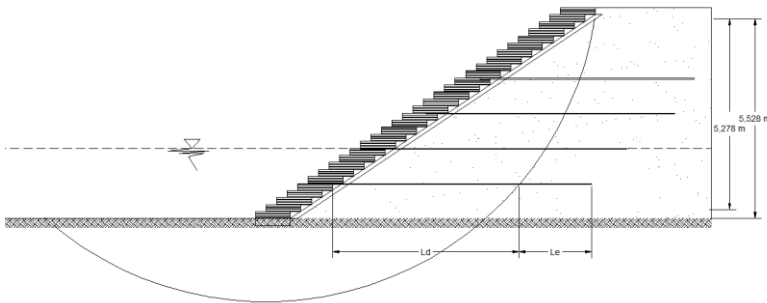
Panjang lereng : 680 m

$$n = 29 \times 680 = 19720 \text{ unit}$$

Kebutuhan *geobag* untuk 680 meter adalah 19720 unit *geobag* dengan ukuran 0,2 x 1 x 1 m.

Kebutuhan filtering layer (pelapis dibawah *geobag*) adalah

$$L = 680 \text{ m}$$



Gambar 5. 25 Ilustrasi Perencanaan *Geobag*

Sementara kebutuhan *geogrid* adalah

Jumlah *geogrid* : 4 lapis

Panjang per lapis : 8,5 m

Panjang lereng : 680 m

Sehingga

$$L = 4 \times 8,5 \times 680 = 23210 \text{ m}$$

5.4 Perbandingan Harga Material

Pada tugas akhir ini akan dilakukan pemilihan alternatif termurah dari segi harga material. Tabel 5.38 adalah perbandingan harga material dari masing-masing alternatif.

Tabel 5. 38 Perbandingan Harga Material

Material	Volume	Satuan	Harga Satuan	Jumlah
Sheet Pile				
Hatt type	110	buah	Rp 16.996.320	Rp 1.869.595.200
Secant Pile				
Pile primer				
bentonite	476,536	m3	Rp 185.000	Rp 88.159.090
pipe	106	buah	Rp 8.881.000	Rp 941.386.000
Pile Skunder				
beton	476,536	m3	Rp 940.000	Rp 447.943.486
pipe	106	buah	Rp 8.881.000	Rp 941.386.000
			total	Rp 2.418.874.576
Geotextile				
Pasangan Batu Pelapis	6806,8	m3	Rp 255.000	Rp 1.735.734.000
Geotextile	35700	m	Rp 62.500	Rp 2.231.250.000
			total	Rp 3.966.984.000
Gabion				
Geogrid	23392	m	Rp 65.500	Rp 1.532.176.000
Gabion	8500	buah	Rp 280.000	Rp 2.380.000.000
			total	Rp 3.912.176.000
Geobag				
Geogrid	23120	m	Rp 65.500	Rp 1.514.360.000
Geobag	19720	buah	Rp 135.000	Rp 2.662.200.000
Filtering layer	680	m	Rp 15.000	Rp 10.200.000
			total	Rp 4.186.760.000

Dari Perbandingan tersebut didapatkan kesimpulan untuk lereng tegak alternatif *sheet pile* lebih murah. Sementara untuk lereng miring alternatif *gabion-geogrid* lebih murah.

BAB VI

KESIMPULAN

Berdasarkan hasil perencanaan Tugas Akhir ini maka, dapat disimpulkan beberapa hal sebagai berikut:

1. Zonasi pengerukan dan penimbunan dilakukan berdasarkan masing-masing perkuatan dengan kedalaman -2 meter untuk lereng miring dan -4 meter untuk lereng tegak.
2. Hasil analisis stabilitas lereng miring sebelum diberi perkuatan didapatkan sebagai berikut:

Tabel 6. 1 Analisa Stabilitas Sebelum diberi Perkuatan

SF sesudah dikeruk	koor X (m)	koor Y (m)	Radius (m)	MR (kNm)
0,985	4,03	25,59	6,37	763,9
0,985	4,03	25,59	6,37	763,9
0,969	4,09	25,74	6,58	836,6
0,958	3,76	26,51	7,63	1119
0,997	4,08	25,08	5,94	670,5
0,999	3,9	25,22	6,16	704,8

3. Perencanaan lereng tegak menggunakan 2 alternatif yaitu *sheet pile* dan *secant pile*.
 - *Sheet pile* dengan tipe NS-SP-45H dengan panjang 15,7 m
 - *Secant pile* dengan diameter 60 cm dan penulangan menggunakan 10 D22 dan tulangan geser D16-150 mm..

Dari semua alternatif dipilih *Sheet pile* yang ekonomis berdasarkan perbandingan harga material.
4. Perencanaan lereng miring menggunakan 3 alternatif yaitu *gabion*, *geotextile wall* dan *geobag*.

- *Geotextile Wall* dengan kemiringan 1:1,5 membutuhkan geotextile sebanyak 7 lapis dengan panjang yang disamakan untuk mempermudah dalam pelaksanaan dengan total panjang geotextile sepanjang 52,5 meter dengan kekuatan bahan (Tult) sebesar 31,5 kN/m. Total panjang geotextile untuk 680 m adalah 35700 m.
- *Gabion* dengan kemiringan 1:1,5 membutuhkan *gabion* berdimensi panjang 2 meter lebar 2 meter dan tebal 0,5 meter, kebutuhan reinforcement berupa *geogrid* sebanyak 4 lapis dengan jarak 1 m dan panjang 8,6 m tiap lapisnya, serta kebutuhan *Gabion* 8500 buah.
- *Geobag* dengan kemiringan 1:1,5 membutuhkan *geobag* berdimensi panjang 1 meter lebar 1 meter dan tebal 0,2 meter, kebutuhan reinforcement berupa *geogrid* sebanyak 4 lapis dengan jarak 1 m dan panjang 8,5 m tiap lapisnya, serta kebutuhan *geobag* sebanyak 21.080 unit.

Dari semua alternatif dipilih *gabion-geogrid* yang ekonomis berdasarkan perbandingan harga material.

5. Perencanaan struktur dermaga ditunjukkan sebagai berikut:
 - Perencanaan dinding perkuatan dermaga menggunakan sheet pile steel tipe NS-SP-50H dengan panjang 16 m.
 - Boulder dengan pondasi tiang dimensi 40 cm berjumlah 3 tiang kedalam pondasi 12 m dan pile cap 320 x 120 cm dengan tulangan D25-250 mm.
 - Perencanaan penulangan pelat dermaga tebal 20 cm menggunakan $\phi 16$ -300 mm untuk arah X dan arah Y.
 - Perencanaan penulangan balok dermaga berdimensi 35/70 menggunakan tulangan yang ditunjukkan Tabel 6.3.

Tabel 6. 2 Hasil Penulangan Balok

Tumpuan		Lapangan		Geser
Negatif	Positif	Negatif	Positif	
3D22	2D22	3D22	2D22	2D10-3000

6. Hasil evaluasi layout dermaga Marina Boom Banyuwangi ditunjukkan sebagai berikut:

Tabel 6. 3 Hasil evaluasi layout

Rencana	Dimensi
Panjang Alur Masuk	142,5 m
Lebar Alur masuk	47,5m
Kolam putar	7,25 m
Panjang kolam dermaga	118,75 m
Lebar kolam dermaga	9,5 m
Kedalaman kolam dermaga	4,18 m

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

- Bowles, J.E . 1993. **Analisis Dan Desain Pondasi**. Edisi ke-4. Erlangga. Jakarta.
- BUMN. **Kunjungan Kapal Pesiar Tahun 2015 Naik 3 Persen** . [URL:http://bumn.go.id/pelindo3/berita](http://bumn.go.id/pelindo3/berita) . 30 November 2017.
- Das, Braja M. 1985. **Mekanika Tanah Jilid 1**. Diterjemahkan oleh Noor Endah dan Indrasurya B.M. Erlangga, Jakarta.
- Das, Braja M. 1985. **Mekanika Tanah Jilid 2**. Diterjemahkan oleh Noor Endah dan Indrasurya B.M. Erlangga, Jakarta.
- Das, Braja M. 2014. *Principle of Foundation Engineering*. 8th Edition. Cengage Learning. United State of America
- Departemen Pekerjaan Umum. **Perencanaan dan Pelaksanaan Perkuatan Tanah dengan Geosintetik**. Pedoman Konstruksi dan Bangunan No.003/BM. 2009.
- Kramadibrata, Soedjono. 2002. **Perencanaan Pelabuhan**. ITB. Bandung.
- KONTAN. **Pelindo: Kunjungan kapal pesiar naik 34%** . [URL:http://industri.kontan.co.id/news/pelindo-kunjungan-kapal-pesiar-naik-34](http://industri.kontan.co.id/news/pelindo-kunjungan-kapal-pesiar-naik-34) . 30 November 2017.
- Modular *Gabion* System (MGS). *Gabion Wall Design*. [URL:http://www.gabion.net](http://www.gabion.net) . 23 Januari 2018.
- PT Brema Brata. **Perhitungan Dimensi Geobag**. [URL:http://www.brema-brata.com](http://www.brema-brata.com) . 23 Januari 2018.
- Triatmodjo, Bambang. 2009. **Perencanaan Pelabuhan**. Beta Offset. Yogyakarta.
- The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan. 2002. *Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan*. Daikousha Printing Co., Ltd. Japan.

- Wahyudi, Herman. 2013. **Daya Dukung Pondasi Dalam**. ITSpress.Surabaya.
- Yu Ou, Chang. 2006. ***Deep Excavation: Theory and Practice***. Taylor & Francis Group. London, UK.

Lampiran 1

(Data Tanah)

2. Data Tanah (Data Laboratorium)



KLIEN : PT. PELINDO PROPERTY INDONESIA
PROYEK : DERMAGA
LOKASI : BANYUWANGI

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS
Kampus ITS, Keputh Sukolilo Surabaya
Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,
Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

REKAP HASIL TEST LABORATORIUM

TITIK BOR : BH-1
MASTER BOR : HARNO

DEPTH (Meter)	VOLUMETRIC + GRAVIMETRIC						CONSOLIDATION			
	Gs	e	Sr	W _L	n	Y _t	Y _{sat}	P _p	C _c	C _v
-5.00	2.634	0.897	100.00	34.05	47.29	1.861	1.861	*	*	*
-10.00	2.618	0.879	100.00	33.59	46.76	1.851	1.393	1.051	*	*
-15.00	2.652	0.764	100.00	30.09	44.58	1.919	1.475	1.919	*	*
-20.00	2.589	0.659	100.00	26.61	40.79	1.941	1.533	1.941	*	*

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			DIRECT TEST			Unconfined test			TRIAXIAL CD			VANE TEST		
	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	c	φ	φ _u	C _u	φ _u	C _u	C _u	φ _u	C _u	Su	Cu	k (cm/sec)
-5.00	0.00	90.26	9.74	NP	NP	NP	0	27	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
-10.00	0.00	92.76	7.22	NP	NP	NP	0	26	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
-15.00	0.00	88.27	11.73	NP	NP	NP	0	39	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
-20.00	0.00	91.55	8.45	NP	NP	NP	0	42	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

REMARK

G = Gravel (%)
S = Sand (%)
S + Cl = Silt + Clay (%)

e = Void ratio
Gs = Specific Gravity
n = Porosity (%)
Sr = Degree of saturation (%)

W_L = Water content (%)
Y_t = Moisture density (gr/cc)
Y_{sat} = Saturated density (gr/cc)
Y_e = Dry density (gr/cc)

LL = Liquid Limit (%)
PL = Plastic Limit (%)
IP = Plastic Index (%)

C_c = Compression Index
C_v = Compression of Consolidation (cm²/sec)
P_p = Preconsolidation Pressure (kg/cm²)
φ = Not test

C = Cohesion of direct shear (kg/cm²)
C_d = Drained cohesion (kg/cm²)
C_u = Undrained cohesion (kg/cm²)

Su = Strength of vane test (kg/cm²)
φ = Angle of internal friction direct shear test (degree)
φ_d = Angle of internal friction drained triaxial test (degree)
φ_u = Angle of internal friction undrained triaxial test (degree)



KLIEN : PT. PELINDO PROPERTY INDONESIA
PROYEK : DERMAGA
LOKASI : BANYUWANGI

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS
Kampus ITS, Kepunin Sukolilo Surabaya
Telp. 031 5994251 - 35 Psw. 1140.
Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: itssipil@gmail.com

REKAP HASIL TEST LABORATORIUM

TITIK BOR : BH-2
MASTER BOR : HARNO

DEPTH (Meters)	VOLUMETRIC • GRAVIMETRIC										CONSOLIDATION		
	Qs	w	Sr	Ws	n	15	7d	1year	Pp	Cc	Cv		
-5.00	3.568	0.825	100.00	32.13	45.21	1.859	1.407	1.659	*	*	*		
-10.00	3.645	0.793	100.00	28.43	43.91	1.923	1.403	1.623	*	*	*		
-15.00	2.859	0.766	100.00	29.03	43.37	1.926	1.484	1.926	*	*	*		
-20.00	2.964	0.637	100.00	24.56	38.91	1.674	1.585	1.974	*	*	*		

DEPTH (Meters)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS		DIRECT TEST		UNCONFINED TEST		TRIAXIAL CD		VANE TEST		k (cm/sec)
	G	S	S+CI	LL	PL	IP	ϕ	C_u	ϕ_u	C_d	ϕ_d	S_u	C_v	
-5.00	0.00		8.52	NP	NP	NP	0	26	*	*	*	*	*	*
-10.00	0.00		9.42	NP	NP	NP	0	29	*	*	*	*	*	*
-15.00	0.00		92.35	NP	NP	NP	0	37	*	*	*	*	*	*
-20.00	0.00		93.71	NP	NP	NP	0	43	*	*	*	*	*	*

REMARK	G = Gravel (%)	Cc = Void ratio	Su = Strength of vane test (kg/cm^2)	C _v = Compression Index	g = Angle of internal friction direct shear test (degree)	= Cohesion of direct shear (kg/cm^2)
	S = Sand (%)	Cv = Specific Gravity	epd = Compression of Consolidation (cm^2/kgt)	C _u = Drained cohesion (trial test) (kg/cm^2)	= Angle of internal friction drained triaxial test (degree)	
	S + C = Silt + Clay (%)	Pp = Degree of saturation (%)	* = Not test	C _i = Undrained cohesion (kg/cm^2)	= Angle of internal friction undrained triaxial test (degree)	
		Wc = Water content (%)				
		w = Moisture density (g/cc)				
		Tsat = Saturated density (gm/cc)				
		Td = Dry density (gm/cc)				
		k = Coefficient of permeability (cm/sec)				

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

LAMPIRAN 2

(Brosur)

1. Brosur Sheet Pile

Products

Hat-type sheet piles

Superb drivability

The large sectional area of the Hat-type sheet pile realizes superior drivability.

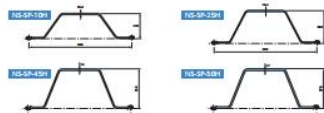
High structural reliability

No reduction is required in sectional properties to consider the possible lack of shear force transmission at the interlocks, which is true for U-type steel sheet piles.

Excellent cost-effectiveness

The amount of steel per unit wall can be reduced, resulting in improved total cost.

Shapes



Deviation angle

Each interlock allows for a certain rotation. The minimum angle of coupling mating joint (the interlock swing) for the combination of the identical versions of Hat-type sheet piles is shown in the figure below.



Compatibility

NS-SP-10H NS-SP-25H NS-SP-45H NS-SP-50H



Sectional properties

Type	Dimension			Per pile				Per 1 m of pile wall width			
	Effective width mm	Effective height mm	Thickness t mm	Sectional area cm ²	Moment of inertia cm ⁴	Section modulus cm ³	Unit mass kg/m	Sectional area cm ² /m	Moment of inertia cm ⁴ /m	Section modulus cm ³ /m	Unit mass kg/m ²
NS-SP-10H	900	230	10.8	110.0	9,430	812	86.4	1,222.2	10,500	902	96.0
NS-SP-25H	900	300	13.2	144.4	22,000	1,450	113	1,664.4	24,400	1,610	126
NS-SP-45H	900	368	15.0	187.0	40,500	2,200	147	2,078.0	45,000	2,450	163
NS-SP-50H	900	370	17.0	212.7	46,000	2,490	167	2,363.3	51,100	2,760	186

17

STEEL SHEET PILES

SECTION STEEL & SUBSTITUTED SECTION

U-type sheet piles

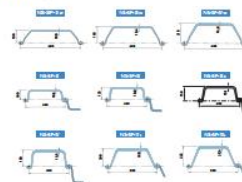
U-type sections have been widely used for various types of permanent and temporary structures, and are one of the most familiar sheet piles among both designers and users.

NS-SP-1, II, III, IV, V, and VI are solidly designed. These sections are especially suitable for repeated use, and have acquired high market acceptance from users.

U-type sections offer section modulus ranging from 874 cm³/m to 3,820 cm³/m.



Shapes



Compatibility



Deviation Angle

Each interlock allows a certain rotation. The minimum angle of deviation (the interlock swing) for the combination of the identical versions of U-type sheet piles is shown in the figure below.



Sectional properties

Type	Dimension			Per pile				Per 1 m of pile wall width			
	Effective width mm	Effective height mm	Thickness t mm	Sectional area cm ²	Moment of inertia cm ⁴	Section modulus cm ³	Unit mass kg/m	Sectional area cm ² /m	Moment of inertia cm ⁴ /m	Section modulus cm ³ /m	Unit mass kg/m ²
NS-SP-1	400	100	10.5	61.18	1,240	132	48.0	133.0	8,740	874	120
NS-SP-2	400	125	13.0	76.42	2,220	223	60.0	191.0	16,800	1,340	150
NS-SP-3	400	150	13.1	74.40	2,790	250	58.4	186.0	22,800	1,520	146
NS-SP-4	400	170	15.5	96.99	4,670	362	76.1	242.5	38,000	2,270	190
NS-SP-5	500	200	24.0	128.8	20,900	510	100	267.6	63,000	3,150	210
NS-SP-6	500	225	27.0	153.0	31,400	580	120	306.0	86,000	3,820	240
NS-SP-7	600	130	10.3	78.70	3,110	303	61.8	131.2	13,000	1,000	103
NS-SP-8	600	180	13.4	103.9	5,200	376	81.6	173.2	32,400	1,800	136
NS-SP-9	600	210	18.0	155.3	8,630	539	106	235.5	56,700	2,700	177

18

2. Brosur Steel Pipe Pile

Sectional Properties

		Steel Pipe Piles										Steel Pipe Sheet Piles										(*) Moment of Inertia and Section Modulus are the same as P - T type x 8 mm									
		Conventional allowance (mm)					Conventional allowance (mm)					Per 1m of pile wall width (L = T type) L65 x 65 x 8					Per 1m of pile wall width (L = T type) L75 x 75 x 8					Per 1m of pile wall width (P - T type) x 8 mm									
Outer diameter	Thickness	Sectional area	Unit weight	Moment of Inertia	Section Modulus	Radius of gyration	Sectional area	Unit weight	Moment of Inertia	Section Modulus	Radius of gyration	Sectional area	Unit weight	Moment of Inertia	Section Modulus	Radius of gyration	Sectional area	Unit weight	Moment of Inertia	Section Modulus	Radius of gyration	Sectional area	Unit weight	Moment of Inertia	Section Modulus	Radius of gyration					
mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm					
400	6	74.3	58.3	144x10 ⁴	72.1x10 ³	13.9	61.7	119x10 ³	59.9x10 ³	13.9	13.9	61.7	119x10 ³	59.9x10 ³	13.9	13.9	61.7	119x10 ³	59.9x10 ³	13.9	13.9	61.7	119x10 ³	59.9x10 ³	13.9	13.9					
	8	96.5	77.7	185x10 ⁴	94.2x10 ³	14.2	79.5	142x10 ³	71.8x10 ³	14.2	14.2	79.5	142x10 ³	71.8x10 ³	14.2	14.2	79.5	142x10 ³	71.8x10 ³	14.2	14.2	79.5	142x10 ³	71.8x10 ³	14.2	14.2					
	10	122.5	96.2	230x10 ⁴	117x10 ³	14.5	102.0	168x10 ³	84.0x10 ³	14.5	14.5	102.0	168x10 ³	84.0x10 ³	14.5	14.5	102.0	168x10 ³	84.0x10 ³	14.5	14.5	102.0	168x10 ³	84.0x10 ³	14.5	14.5					
	12	154.4	120.6	283x10 ⁴	127x10 ³	14.8	117.0	193x10 ³	96.5x10 ³	14.8	14.8	117.0	193x10 ³	96.5x10 ³	14.8	14.8	117.0	193x10 ³	96.5x10 ³	14.8	14.8	117.0	193x10 ³	96.5x10 ³	14.8	14.8					
	14	193.1	151.7	338x10 ⁴	137x10 ³	15.1	132.0	218x10 ³	109.0x10 ³	15.1	15.1	132.0	218x10 ³	109.0x10 ³	15.1	15.1	132.0	218x10 ³	109.0x10 ³	15.1	15.1	132.0	218x10 ³	109.0x10 ³	15.1	15.1					
	16	238.4	186.3	394x10 ⁴	147x10 ³	15.4	147.0	243x10 ³	119.0x10 ³	15.4	15.4	147.0	243x10 ³	119.0x10 ³	15.4	15.4	147.0	243x10 ³	119.0x10 ³	15.4	15.4	147.0	243x10 ³	119.0x10 ³	15.4	15.4					
	18	289.9	226.7	451x10 ⁴	157x10 ³	15.7	162.0	268x10 ³	134.0x10 ³	15.7	15.7	162.0	268x10 ³	134.0x10 ³	15.7	15.7	162.0	268x10 ³	134.0x10 ³	15.7	15.7	162.0	268x10 ³	134.0x10 ³	15.7	15.7					
	20	347.6	272.9	508x10 ⁴	167x10 ³	16.0	177.0	293x10 ³	149.0x10 ³	16.0	16.0	177.0	293x10 ³	149.0x10 ³	16.0	16.0	177.0	293x10 ³	149.0x10 ³	16.0	16.0	177.0	293x10 ³	149.0x10 ³	16.0	16.0					
	22	412.4	324.7	565x10 ⁴	177x10 ³	16.3	192.0	318x10 ³	159.0x10 ³	16.3	16.3	192.0	318x10 ³	159.0x10 ³	16.3	16.3	192.0	318x10 ³	159.0x10 ³	16.3	16.3	192.0	318x10 ³	159.0x10 ³	16.3	16.3					
	24	485.2	380.7	622x10 ⁴	187x10 ³	16.6	207.0	343x10 ³	169.0x10 ³	16.6	16.6	207.0	343x10 ³	169.0x10 ³	16.6	16.6	207.0	343x10 ³	169.0x10 ³	16.6	16.6	207.0	343x10 ³	169.0x10 ³	16.6	16.6					
500	6	92.1	73.1	261x10 ⁴	114x10 ³	17.5	77.4	138x10 ³	94.5x10 ³	17.5	17.5	77.4	138x10 ³	94.5x10 ³	17.5	17.5	77.4	138x10 ³	94.5x10 ³	17.5	17.5	77.4	138x10 ³	94.5x10 ³	17.5	17.5					
	8	108.1	85.1	308x10 ⁴	132x10 ³	17.8	92.7	158x10 ³	113.0x10 ³	17.8	17.8	92.7	158x10 ³	113.0x10 ³	17.8	17.8	92.7	158x10 ³	113.0x10 ³	17.8	17.8	92.7	158x10 ³	113.0x10 ³	17.8	17.8					
	10	136.7	107.1	356x10 ⁴	150x10 ³	18.1	108.3	181x10 ³	131.0x10 ³	18.1	18.1	108.3	181x10 ³	131.0x10 ³	18.1	18.1	108.3	181x10 ³	131.0x10 ³	18.1	18.1	108.3	181x10 ³	131.0x10 ³	18.1	18.1					
	12	168.0	130.8	404x10 ⁴	167x10 ³	18.4	123.2	205x10 ³	147.0x10 ³	18.4	18.4	123.2	205x10 ³	147.0x10 ³	18.4	18.4	123.2	205x10 ³	147.0x10 ³	18.4	18.4	123.2	205x10 ³	147.0x10 ³	18.4	18.4					
	14	202.0	156.9	452x10 ⁴	185x10 ³	18.7	138.3	229x10 ³	163.0x10 ³	18.7	18.7	138.3	229x10 ³	163.0x10 ³	18.7	18.7	138.3	229x10 ³	163.0x10 ³	18.7	18.7	138.3	229x10 ³	163.0x10 ³	18.7	18.7					
	16	238.4	186.3	500x10 ⁴	203x10 ³	19.0	153.4	253x10 ³	181.0x10 ³	19.0	19.0	153.4	253x10 ³	181.0x10 ³	19.0	19.0	153.4	253x10 ³	181.0x10 ³	19.0	19.0	153.4	253x10 ³	181.0x10 ³	19.0	19.0					
	18	276.9	216.9	548x10 ⁴	221x10 ³	19.3	168.5	277x10 ³	199.0x10 ³	19.3	19.3	168.5	277x10 ³	199.0x10 ³	19.3	19.3	168.5	277x10 ³	199.0x10 ³	19.3	19.3	168.5	277x10 ³	199.0x10 ³	19.3	19.3					
	20	317.4	249.7	596x10 ⁴	239x10 ³	19.6	183.6	301x10 ³	217.0x10 ³	19.6	19.6	183.6	301x10 ³	217.0x10 ³	19.6	19.6	183.6	301x10 ³	217.0x10 ³	19.6	19.6	183.6	301x10 ³	217.0x10 ³	19.6	19.6					
	22	360.9	282.9	644x10 ⁴	257x10 ³	19.9	208.7	325x10 ³	235.0x10 ³	19.9	19.9	208.7	325x10 ³	235.0x10 ³	19.9	19.9	208.7	325x10 ³	235.0x10 ³	19.9	19.9	208.7	325x10 ³	235.0x10 ³	19.9	19.9					
	24	407.4	321.7	692x10 ⁴	275x10 ³	20.2	223.8	349x10 ³	253.0x10 ³	20.2	20.2	223.8	349x10 ³	253.0x10 ³	20.2	20.2	223.8	349x10 ³	253.0x10 ³	20.2	20.2	223.8	349x10 ³	253.0x10 ³	20.2	20.2					
600	6	131.1	103.1	361x10 ⁴	156x10 ³	20.3	111.0	191x10 ³	126.0x10 ³	20.3	20.3	111.0	191x10 ³	126.0x10 ³	20.3	20.3	111.0	191x10 ³	126.0x10 ³	20.3	20.3	111.0	191x10 ³	126.0x10 ³	20.3	20.3					
	8	161.7	127.1	409x10 ⁴	174x10 ³	20.6	126.1	215x10 ³	144.0x10 ³	20.6	20.6	126.1	215x10 ³	144.0x10 ³	20.6	20.6	126.1	215x10 ³	144.0x10 ³	20.6	20.6	126.1	215x10 ³	144.0x10 ³	20.6	20.6					
	10	193.1	151.7	457x10 ⁴	192x10 ³	20.9	141.1	239x10 ³	162.0x10 ³	20.9	20.9	141.1	239x10 ³	162.0x10 ³	20.9	20.9	141.1	239x10 ³	162.0x10 ³	20.9	20.9	141.1	239x10 ³	162.0x10 ³	20.9	20.9					
	12	225.5	176.7	505x10 ⁴	210x10 ³	21.2	156.1	263x10 ³	180.0x10 ³	21.2	21.2	156.1	263x10 ³	180.0x10 ³	21.2	21.2	156.1	263x10 ³	180.0x10 ³	21.2	21.2	156.1	263x10 ³	180.0x10 ³	21.2	21.2					
	14	258.9	198.9	553x10 ⁴	228x10 ³	21.5	171.1	287x10 ³	198.0x10 ³	21.5	21.5	171.1	287x10 ³	198.0x10 ³	21.5	21.5	171.1	287x10 ³	198.0x10 ³	21.5	21.5	171.1	287x10 ³	198.0x10 ³	21.5	21.5					
	16	293.3	228.9	601x10 ⁴	246x10 ³	21.8	186.1	311x10 ³	216.0x10 ³	21.8	21.8	186.1	311x10 ³	216.0x10 ³	21.8	21.8	186.1	311x10 ³	216.0x10 ³	21.8	21.8	186.1	311x10 ³	216.0x10 ³	21.8	21.8					
	18	328.7	258.9	649x10 ⁴	264x10 ³	22.1	201.1	335x10 ³	234.0x10 ³	22.1	22.1	201.1	335x10 ³	234.0x10 ³	22.1	22.1	201.1	335x10 ³	234.0x10 ³	22.1	22.1	201.1	335x10 ³	234.0x10 ³	22.1	22.1					
	20	364.1	288.9	697x10 ⁴	282x10 ³	22.4	216.1	359x10 ³	253.0x10 ³	22.4	22.4	216.1	359x10 ³	253.0x10 ³	22.4	22.4	216.1	359x10 ³	253.0x10 ³	22.4	22.4	216.1	359x10 ³	253.0x10 ³	22.4	22.4					
	22	400.5	318.9	745x10 ⁴	300x10 ³	22.7	231.1	383x10 ³	271.0x10 ³	22.7	22.7	231.1	383x10 ³	271.0x10 ³	22.7	22.7	231.1	383x10 ³	271.0x10 ³	22.7	22.7	231.1	383x10 ³	271.0x10 ³	22.7	22.7					
	24	436.9	348.9	793x10 ⁴	318x10 ³	23.0	246.1	407x10 ³	289.0x10 ³	23.0	23.0	246.1	407x10 ³	289.0x10 ³	23.0	23.0	246.1	407x10 ³	289.0x10 ³	23.0	23.0	246.1	407x10 ³	289.0x10 ³	23.0	23.0					

Formulas used in the sectional properties table for steel pipe piles and steel pipe sheet piles

ϕ : Diameter (mm) T : Thickness (mm) S : Conventional allowance (mm) A : Sectional area (cm ²) A' : Sectional area of steel of junction (cm ²) W : Unit weight (kg/m) W' : Unit weight of per 1m of steel of junction (kg/m)	I : Moment of inertia (cm ⁴) I' : Moment of inertia of steel of junction (cm ⁴) Z : Section modulus (cm ³) Z' : Section modulus of steel of junction (cm ³) R : Radius of gyration (cm) R' : Radius of gyration of steel of junction (cm)	$W = 0.00685 (\phi - T)$ $A = \frac{\pi}{4} (\phi^2 - T^2)$ $I = \frac{\pi}{64} (\phi^4 - T^4)$ $Z = \frac{I}{T}$ $R = \sqrt{\frac{I}{A}}$ $W' = \frac{W}{A'} \times A$	$W = 0.00685 (\phi - T)$ $A = \frac{\pi}{4} (\phi^2 - T^2)$ $I = \frac{\pi}{64} (\phi^4 - T^4)$ $Z = \frac{I}{T}$ $R = \sqrt{\frac{I}{A}}$ $W' = \frac{W}{A'} \times A$
---	--	--	--

$W = 0.00685 (\phi - T)$ $A = \frac{\pi}{4} (\phi^2 - T^2)$ $I = \frac{\pi}{64} (\phi^4 - T^4)$ $Z = \frac{I}{T}$ $R = \sqrt{\frac{I}{A}}$ $W' = \frac{W}{A'} \times A$	$W = 0.00685 (\phi - T)$ $A = \frac{\pi}{4} (\phi^2 - T^2)$ $I = \frac{\pi}{64} (\phi^4 - T^4)$ $Z = \frac{I}{T}$ $R = \sqrt{\frac{I}{A}}$ $W' = \frac{W}{A'} \times A$
--	--


Junction types on the sectional properties table are the 3 types as shown below.

Please see page 9 for more details on junction geometry.

$W = 0.00685 (\phi - T)$ $A = \frac{\pi}{4} (\phi^2 - T^2)$ $I = \frac{\pi}{64} (\phi^4 - T^4)$ $Z = \frac{I}{T}$ $R = \sqrt{\frac{I}{A}}$ $W' = \frac{W}{A'} \times A$	$W = 0.00685 (\phi - T)$ $A = \frac{\pi}{4} (\phi^2 - T^2)$ $I = \frac{\pi}{64} (\phi^4 - T^4)$ $Z = \frac{I}{T}$ $R = \sqrt{\frac{I}{A}}$ $W' = \frac{W}{A'} \times A$
--	--

* An increase in moment of inertia and section modulus by junction was disregarded because its influence was assumed small.

3. Brosur Geotextile



PT. indOKarya
solusi madani

NON WOVEN GEOTEXTILE Kelas 1

Geotextile Non Woven High adalah Geotextile Kelas 1 Indonesia. Geotextile Non Woven High ini merupakan pilihan yang sangat tepat bagi Anda yang sedang mengerjakan project pembangunan jalan yang akan dilewati oleh kendaraan dengan beban yang sangat berat. Jalan tol misalnya.

Contoh lainnya adalah jalan untuk memasuki kawasan pengeboran, jalan dilahan kelapa sawit, jalan untuk akses ke pelabuhan, atau jalan provinsi yang akan banyak dilalui oleh kendaraan-kendaraan logistik. Geotextile non woven High ini juga tepat untuk diaplikasikan pada project pembangunan landasan pacu pesawat terbang. Bagi Anda yang sedang mengerjakan project perkuatan lereng, serta perkuatan bibir pantai, menggunakan Geotextile non woven High ini merupakan pilihan yang sangat tepat.

Kami mencoba untuk selalu memahami mutu dan tuntutan Geotextile Non Woven pada project yang sedang Anda jalankan, oleh karena itu kami mencoba berinovasi dengan menghadirkan Geotextile non woven di kelas ini dalam 4 (empat) pilihan yang aplikatif.

HARGA : PLEASE CALL				
Bahan Dasar	Polypropylene (PP) 400 gr	Polypropylene (PP) 350 gr	Polyester (PET) 400 gr	Polyester (PET) 350 gr
Ukuran	4 m x 100 m	4 m x 100 m	4 m x 100 m	4 m x 100 m
Total Luas	400m ²	400m ²	400m ²	400m ²
Kuat Tarik Per M (Tensile Strength)	31 500 N	28 500 N	17 500 N	13 000 N
Kuat Sobek Per M ² (Trapezoidal)	710 N	660 N	440 N	300 N
Kuat sulam / jahit (CBR Puncture Resistance)	5 800 N	5 100 N	2 338 N	1 619 N
Kuat Cengkram (Grab Strength)	3550 N	2980 N	1113 N	890 N
Kuat Mulur (Grab Elongation)	60%	60%	70%	80%
Ukuran Bukanan- microns (Opening Size Kesesuaian Pori / AOS)	90-80	90-80	300-350	300-350
Kuat Jebol (Permittivy k (m/s) --- cm/s)	3x10 ⁻³	3x10 ⁻³	1.51	2.57
Daya Tahan Ultraviolet	50% pasca tergelar 500 Jam			
Kemasan	Roll			
Kegunaan :	Ketebalan dan sifat ayunnya, Geotextile Non Woven kelas High Tensile ini bermanfaat untuk penguat tanah atau lahan yang bersifat agak lunak agar bisa difungsikan sebagai penahan beban yang sangat berat. Baik itu untuk di tanah datar, lereng agar tidak longsor, atau di daerah pinggir pantai/sungai dengan fungsi penahan abrasi			

“ HIGH Geotextile Non Woven ”

4. Brosur Geogrid


Miragrid® Geogrids
 for Soil Reinforcement

Property	Test Method	Units	2XT ¹	3XT	5XT	7XT	8XT	10XT	20XT	22XT	24XT
Polymer (coating)	-	-	PET (PVC)	PET (PVC)	PET (PVC)	PET (PVC)	PET (PVC)	PET (PVC)	PET (PVC)	PET (PVC)	PET (PVC)
Tensile Strength @ Ultimate (MARV)	ASTM D6637	lbs/ft (kN/m)	2000 (29.2)	3500 (51.1)	4700 (68.6)	5900 (86.1)	7400 (108.0)	9500 (138.6)	13705 (200.0)	20559 (300.0)	27415 (400.0)
Creep Reduced Strength	ASTM D5262	lbs/ft (kN/m)	1266 (18.5)	2215 (32.3)	2975 (43.4)	3734 (54.5)	4684 (68.3)	6013 (87.7)	8674 (127.0)	13012 (190)	17351 (253)
Long Term Design Strength (in Type 3 Backfill) (sand, silt, clay)	GRG-G4	lbs/ft (kN/m)	1095 (16.0)	1918 (28.0)	2575 (37.6)	3233 (47.2)	4055 (59.2)	5206 (76.0)	7510 (110.0)	11266 (164.0)	15023 (219.0)
Packaging	Units		2XT ²	3XT ²	5XT ²	7XT ²	8XT ²	10XT	20XT	22XT	24XT
Roll Width	ft (m)		12 (3.6)	12 (3.6)	12 (3.6)	12 (3.6)	12 (3.6)	12 (3.6)	12 (3.6)	12 (3.6)	12 (3.6)
Roll Length	ft (m)		150 (46)	150 (46)	150 (46)	200 (61)	200 (61)	200 (61)	200 (61)	200 (61)	200 (61)
Estimate Roll Weight	lbs (kg)		101 (46)	124 (56)	123 (56)	163 (75)	187 (85)	237 (107)	346 (157)	499 (226)	576 (261)
Area	yd ² (m ²)		200 (165)	200 (165)	200 (165)	257 (220)	257 (220)	257 (220)	257 (220)	257 (220)	257 (220)

¹Note: Values shown for 2XT are both machine and cross-machine direction. Values for other Mirafi® products are machine direction only.

²Also available in 6ft (1.8m) wide by 150ft (45.7m) long rolls

Miragrid® Geogrids Typical Applications


Veneer Reinforcement



Retaining Wall



Steepened Slope

TenCate Geosynthetics American assumes no liability for the accuracy or completeness of this information or for the ultimate use by the purchaser. TenCate Geosynthetics American disclaims any and all express, implied, or statutory warranties, including without limitation any implied warranty as to merchantability or fitness for a particular purpose or arising from a course of dealing or usage of trade as to any equipment, materials, or information furnished herewith. This document should not be construed as engineering advice.

Mirafi® is a registered trademark of Nicolon Corporation.

© 2014 Nicolon Corporation. All Rights Reserved

PDS-BRD(M)1215

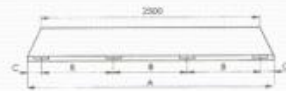
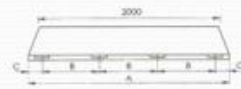
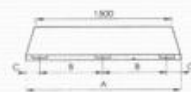
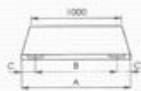
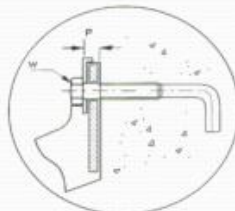
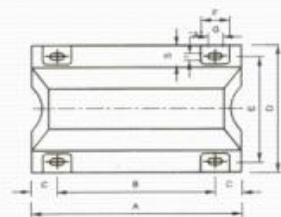
385 South Halland Drive Tel: 800 885 9990 Fax: 706 693 4400
 Pendennis, GA 30567 Tel: 706 693 2226 www.mirafi.com



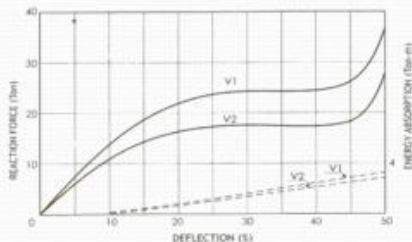
TENCATE
 materials that make a difference

5. Brosur Fender

• CBR SUPER V FENDER (CSVF)



• SV 300 H x 1000 H PERFORMANCE CURVE



• SVF PERFORMANCE TABLE

Compound Grade	V1		V2	
	R.F (ton)	E.A (ton-m)	R.F (ton)	E.A (ton-m)
SVF 150 H	12.8	0.64	8.44	0.422
SVF 200 H	17.10	1.14	11.30	0.75
SVF 250 H	21.40	1.78	14.10	1.78
SVF 300 H	25.70	2.57	16.90	1.60
SVF 400 H	34.20	4.56	22.50	3.00
SVF 500 H	40.00	7.13	25.50	4.74
SVF 600 H	51.30	10.30	33.80	6.75
SVF 800 H	67.40	18.20	45.00	12.00
SVF 1000 H	85.50	28.50	56.30	18.80

Tolerance : $\pm 10\%$ at 45 % Rated Deflection



Other compound grade available.

6. Brosur Spun Pile

PRE-TENSIONED SPUN CONCRETE PILES SPECIFICATION

Structural Properties

Outer Diameter (mm)	Concrete/Wall Thickness (mm)	Class	PC Bar			Concrete Sectional Area (cm ²)	Concrete Moment Inertia (cm ⁴)	Effective Prestress (kg/cm ²)	Allowable Axial Load (ton)		Bending Moment		Nominal Weight (kg/m)
			Diameter (mm)	Number (mm)	Sectional Area (cm ²)				BS800+1986	ACI 543-1979	Cracking (Lm)	Ultimate (Lm)	
300	60	A	7.4	6	2.40	452	35472	47.03	64	73	2.7	3.5	118
350	70	A	7.4	8	3.20	616	65683	46.15	87	99	4.3	5.5	161
400	75	A	7.4	10	4.00	766	109130	46.37	108	123	6.2	7.9	200
		B	9.2	12	7.68	766	111559	82.55	101	118	8.4	15.1	200
450	80	A	9.2	8	5.12	930	170951	48.65	131	149	8.8	11.4	242
		B	9.2	16	10.24	930	175332	89.27	121	141	12.2	22.7	242
500	90	A	9.2	10	6.40	1159	262048	48.77	163	186	12.2	15.8	302
		B	9.2	18	11.52	1159	267428	81.91	154	178	16.0	28.4	302
600	100	A	9.2	12	7.68	1571	522509	43.63	223	253	19.3	22.7	409
		B	9.2	24	15.36	1571	534509	80.79	209	242	26.4	45.4	409

Note : 1) TEKCON PC Piles are manufacture in compliance with JIS A 5335-1987 Pretensioned Spun Concrete Piles and generally conforming to other specification (ACI 543-1979 & BS.8004-1986 / BS.8110-1985) (ACI 543-1979)

2) PC Bar and Spiral Wires comply with JIS G 3137-1994 and BS.4482 respectively

3) Allowable Axial Load is applicable for pile acting as a short strut. Calculation is based on BS.8004-1986 Foundation & ACI 543-1979

4) Minimum compressive strength of concrete at age 28 days shall be 60 N/mm²

5) Standard piles length is 6 M, 9 M, 10 M and 12 M

6) Modification of the properties can be made upon orders

7) We have a right to modify our manufacturing specification without any prior notice

PRE-TENSIONED SPUN HIGH STRENGTH CONCRETE PILES SPECIFICATION

Grade 80 Piles

Outer Diameter (mm)	Concrete/Wall Thickness (mm)	Class	PC Bar			Concrete Sectional Area (cm ²)	Concrete Moment Inertia (cm ⁴)	Effective Prestress (kg/cm ²)	Allowable Axial Load (ton)	Bending Moment		Nominal Weight (kg/m)
			Diameter (mm)	Number (mm)	Sectional Area (cm ²)				ACI 543-1979	Cracking (Lm)	Ultimate (Lm)	
300	60	A	7.1	6	2.37	452	35416	49.59	102	2.88	3.16	118
350	70	A	7.1	8	3.17	616	65533	48.71	139	4.54	6.75	161
400	75	A	7.1	10	3.96	766	108803	48.97	173	6.61	9.73	200
		B	9	12	7.63	766	111001	87.45	165	8.88	13.51	200
450	80	A	9	8	5.09	930	170556	51.59	209	9.41	10.13	242
		B	9	16	10.17	930	174626	94.54	198	12.97	20.27	242
		C	9	20	12.72	930	176660	112.77	194	14.55	25.34	242
500	90	A	9	10	6.36	1159	261750	51.78	261	13.02	14.08	302
		B	9	18	11.45	1159	266994	86.95	250	17.04	25.34	302
		C	9	24	15.26	1159	270927	109.67	243	19.75	33.78	302
600	100	A	9	12	7.63	1571	522308	44.38	356	20.36	29.87	409
		B	9	24	15.26	1571	534365	82.21	340	27.57	48.61	409
		C	9	32	20.35	1571	542404	103.80	331	31.89	55.53	409

Note : 1) TEKCON PC Piles are manufacture in compliance with JIS A 5335-1987 Pretensioned Spun Concrete Piles and generally conforming to other specification (ACI 543-1979)

2) PC Bar and Spiral Wires comply with JIS G 3137-1994 and BS.4482 respectively

3) Allowable Axial Load is applicable for pile acting as a short strut. Calculation is based on ACI 543-1979

4) Minimum compressive strength of concrete at age 28 days shall be 80 N/mm²

5) Standard piles length is 6 M, 9 M, 10 M and 12 M

6) Modification of the properties can be made upon orders

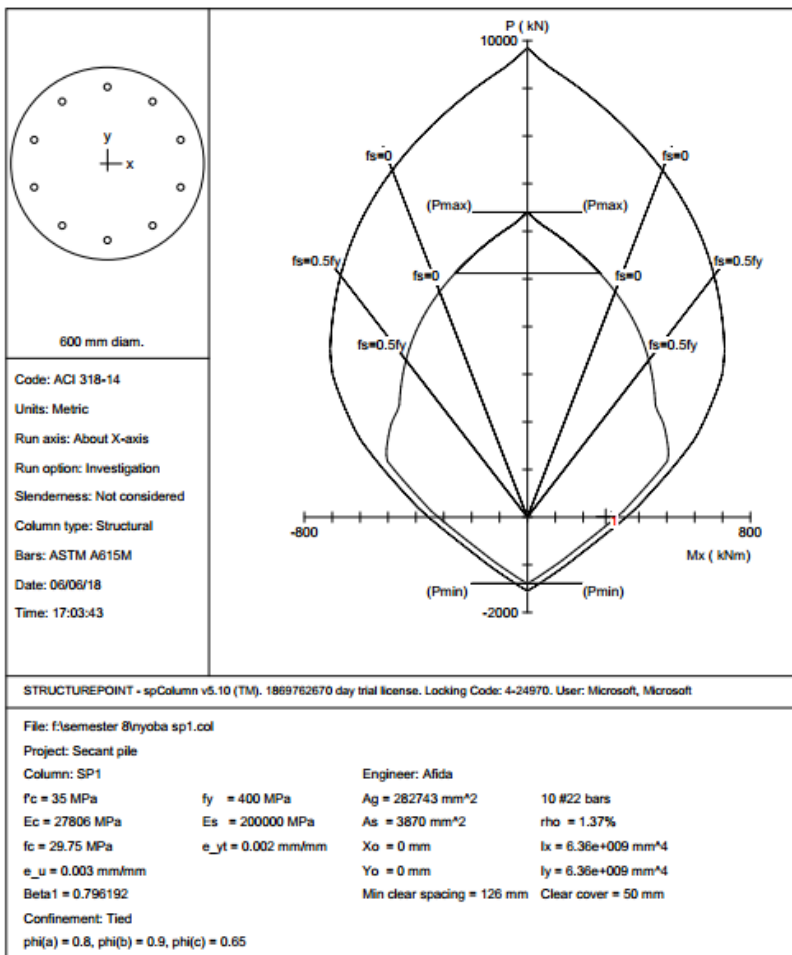
7) We have a right to modify our manufacturing specification without any prior notice

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

LAMPIRAN 3

(Hasil Perencanaan)

1. Hasil PCA COL



LAMPIRAN 4

(Gambar Perencanaan)



GENERAL LAYOUT RENCANA



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Perencanaan Perkuatan
Tanah Untuk Pelabuhan
Kapal Pesiar Zona B
Marina Boom
Banyuwangi

Dosen Pembimbing

Ir. Suwarno, M.Eng
Prof. Ir. Noor Endah, MSc, PhD

Keterangan

Revisi	Tanggal	Catatan

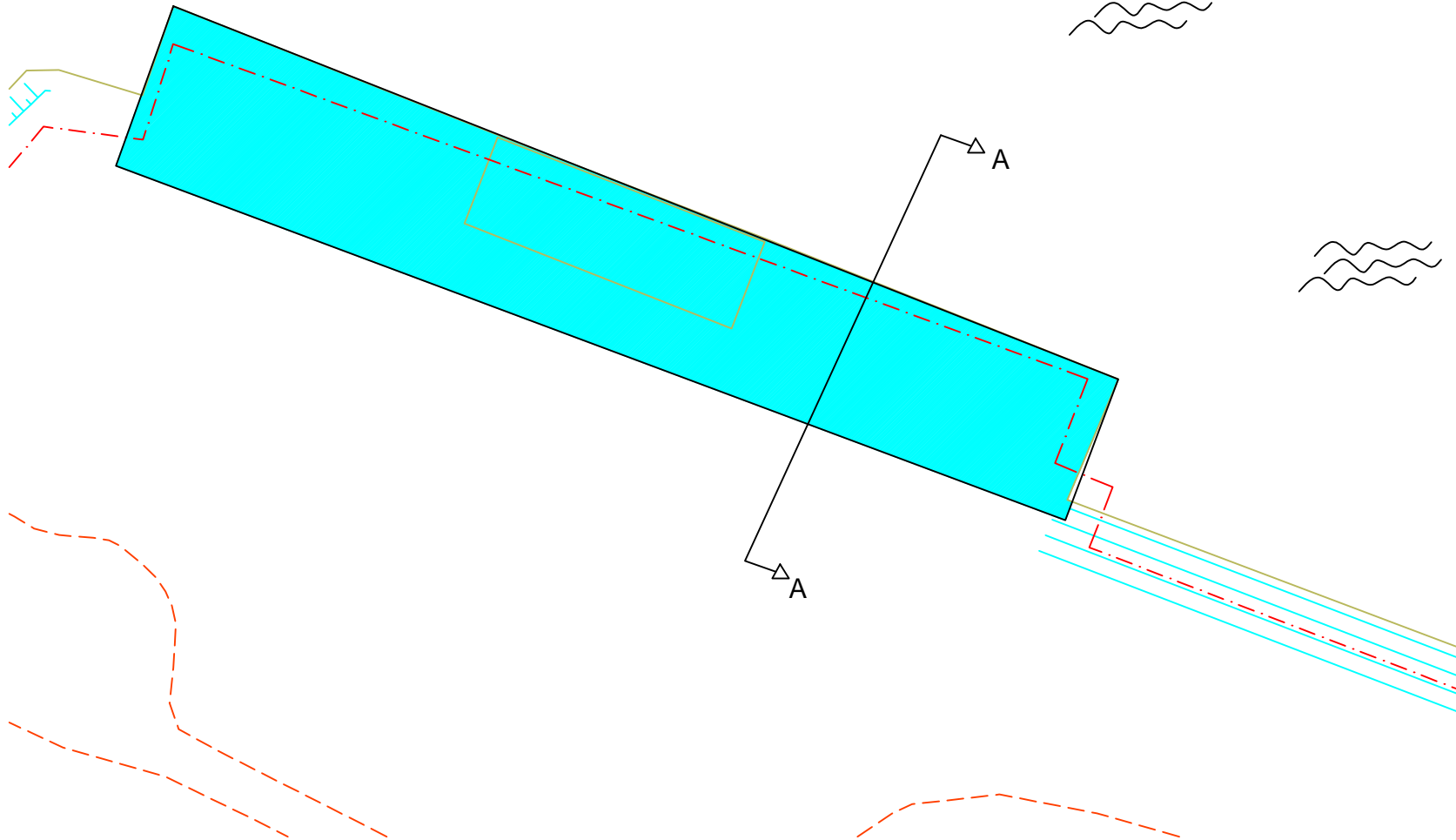
Nama & NRP Mahasiswa

Afidatul Dwi Nanda
3114100095

Nama Gambar

General Layout Rencana

No. Gambar	Halaman
1	172



Layout Dermaga



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Perencanaan Perkuatan
Tanah Untuk Pelabuhan
Kapal Pesiar Zona B
Marina Boom
Banyuwangi

Dosen Pembimbing

Ir. Suwarno, M.Eng
Prof. Ir. Noor Endah, MSc, PhD

Keterangan

Revisi	Tanggal	Catatan

Nama & NRP Mahasiswa

Afidatul Dwi Nanda
3114100095

Nama Gambar

Layout Dermaga

No. Gambar	Halaman
2	173



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Perencanaan Perkuatan
Tanah Untuk Pelabuhan
Kapal Pesiar Zona B
Marina Boom
Banyuwangi

Dosen Pembimbing

Ir. Suwarno, M.Eng
Prof. Ir. Noor Endah, MSc, PhD

Keterangan

Revisi	Tanggal	Catatan

Nama & NRP Mahasiswa

Afidatul Dwi Nanda
3114100095

Nama Gambar

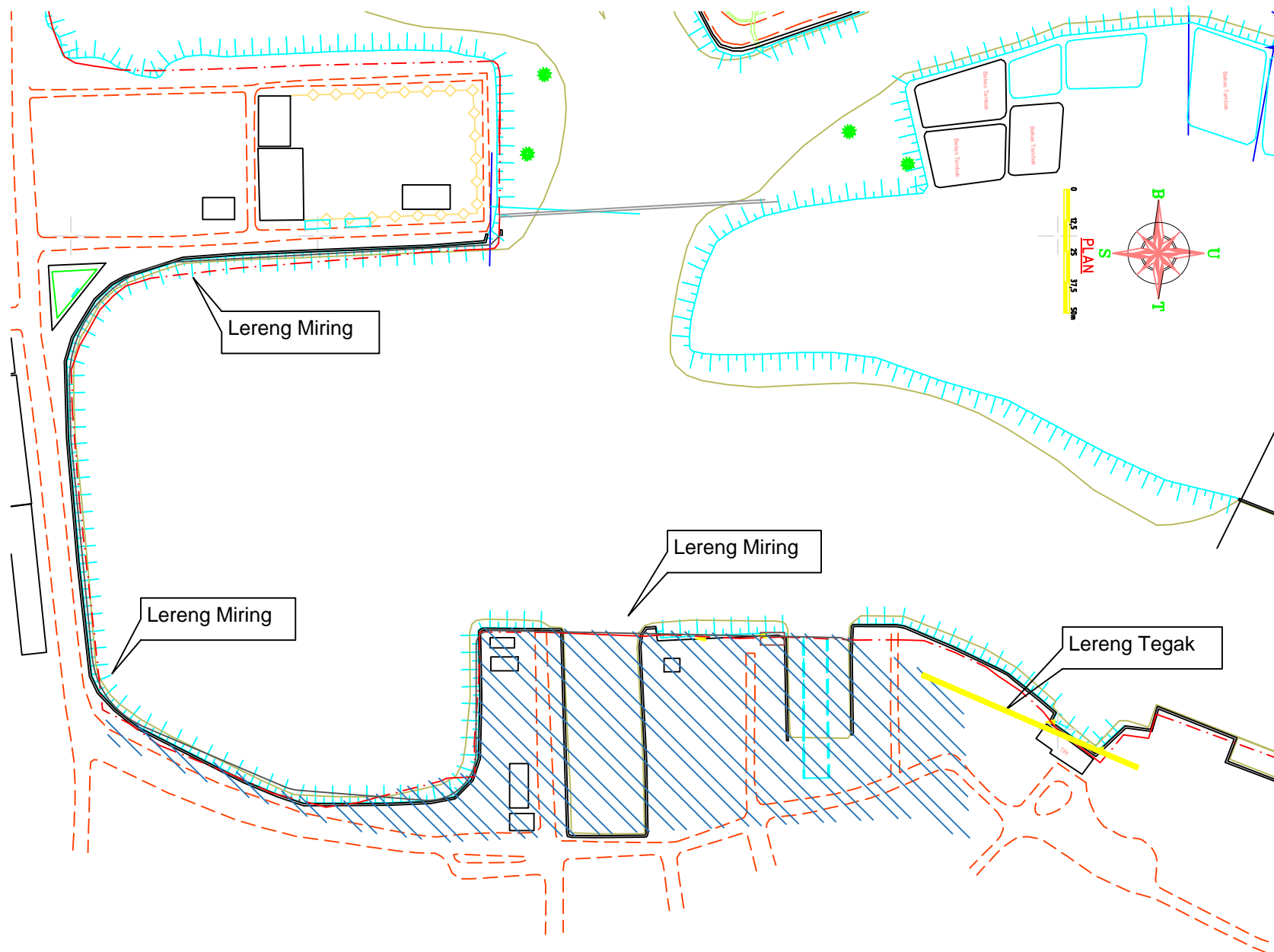
Layout Area Perkuatan

No. Gambar

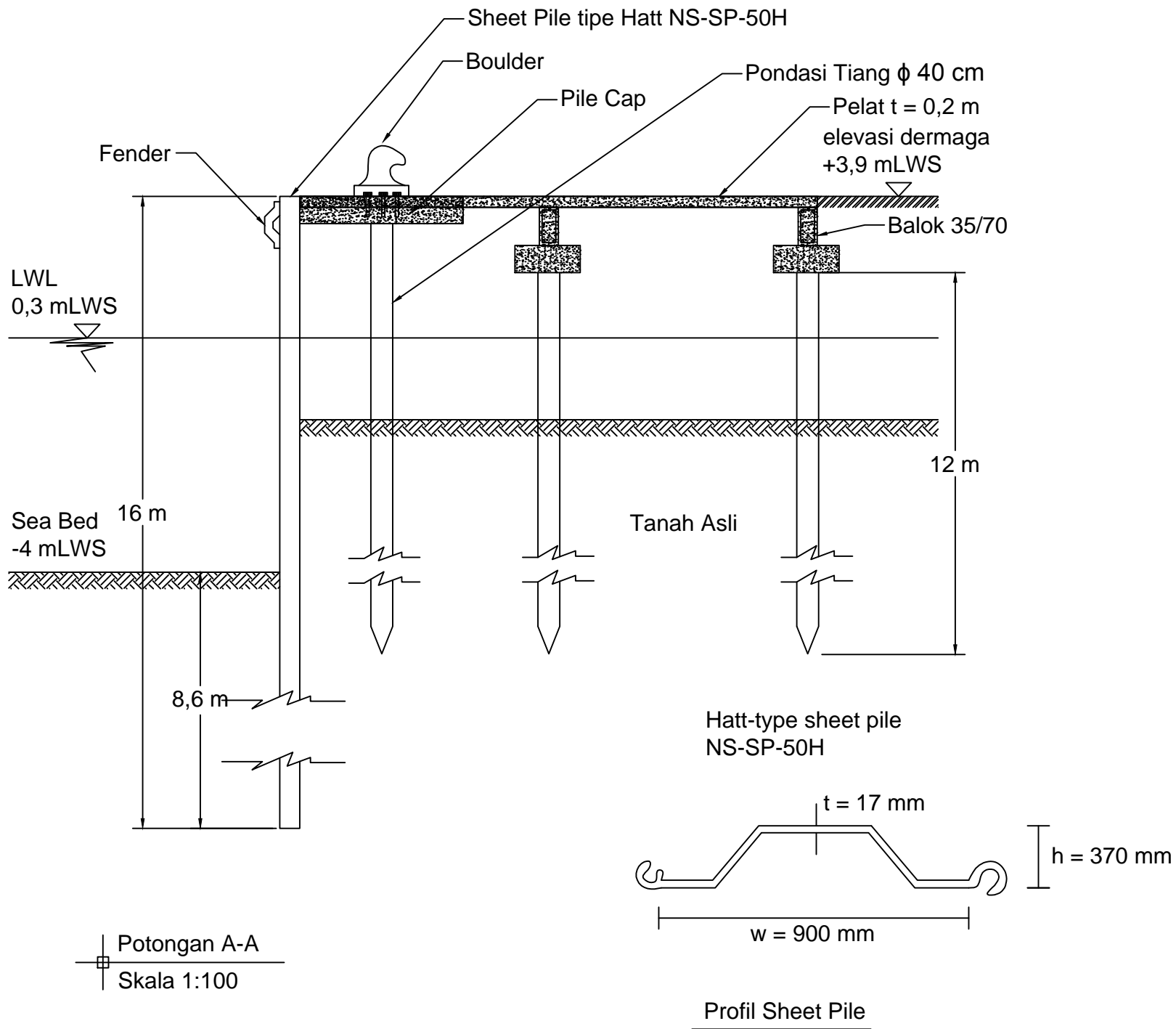
3

Halaman

174



Layout Area Perkuatan



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Perencanaan Perkuatan
Tanah Untuk Pelabuhan
Kapal Pesiar Zona B
Marina Boom
Banyuwangi

Dosen Pembimbing

Ir. Suwarno, M.Eng
Prof. Ir. Noor Endah, MSc, PhD

Keterangan

Revisi	Tanggal	Catatan

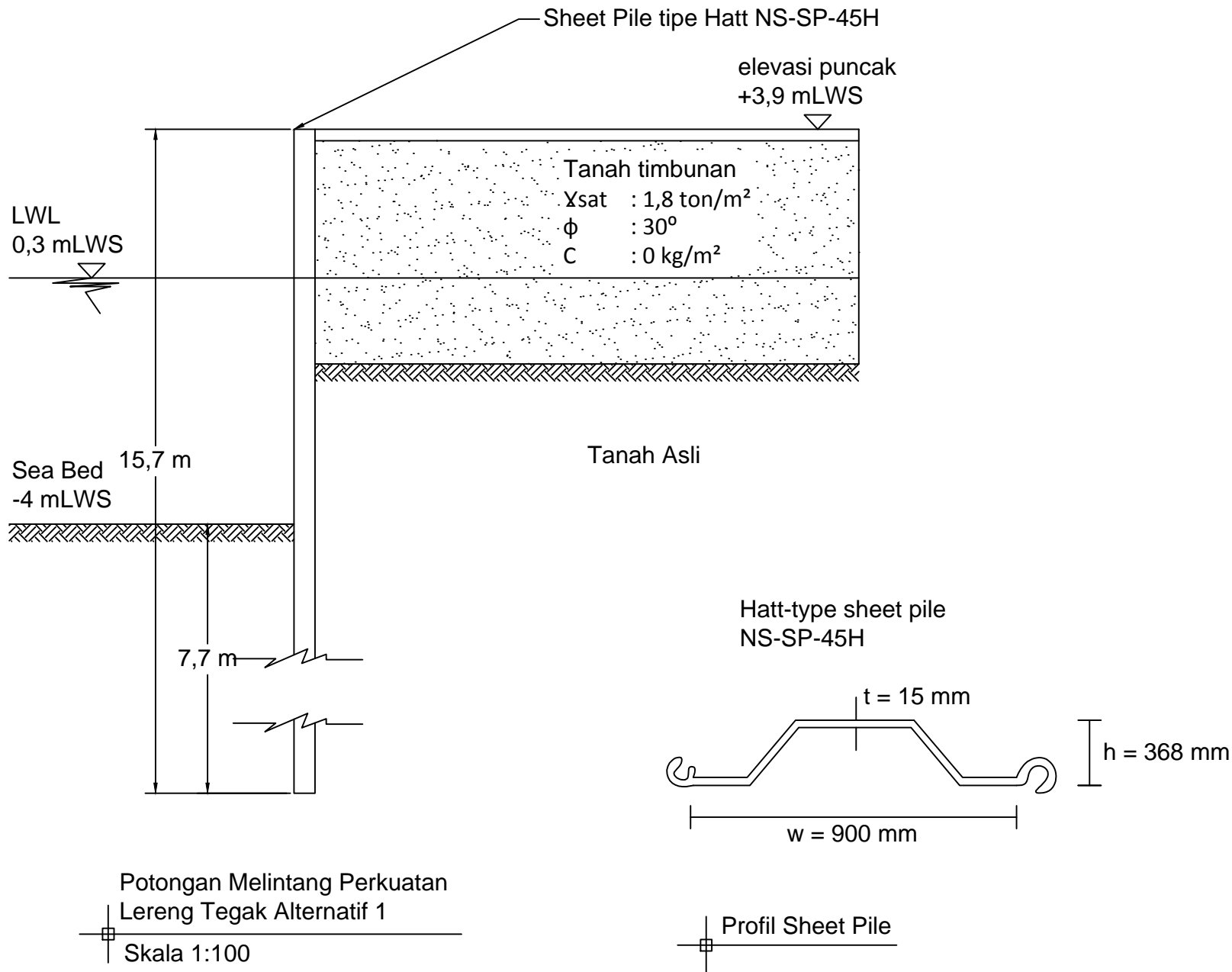
Nama & NRP Mahasiswa

Afidatul Dwi Nanda
3114100095

Nama Gambar

Potongan A-A
Profil Sheet Pile

No. Gambar	Halaman
4	175



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Perencanaan Perkuatan
Tanah Untuk Pelabuhan
Kapal Pesiar Zona B
Marina Boom
Banyuwangi

Dosen Pembimbing

Ir. Suwarno, M.Eng
Prof. Ir. Noor Endah, MSc, PhD

Keterangan

Revisi	Tanggal	Catatan

Nama & NRP Mahasiswa

Afidatul Dwi Nanda
3114100095

Nama Gambar

Potongan Melintang Perkuatan
Tegak Alternatif 1
Profil Sheet Pile

No. Gambar	Halaman
5	176



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Perencanaan Perkuatan
Tanah Untuk Pelabuhan
Kapal Pesiar Zona B
Marina Boom
Banyuwangi

Dosen Pembimbing

Ir. Suwarno, M.Eng
Prof. Ir. Noor Endah, MSc, PhD

Keterangan

Revisi	Tanggal	Catatan

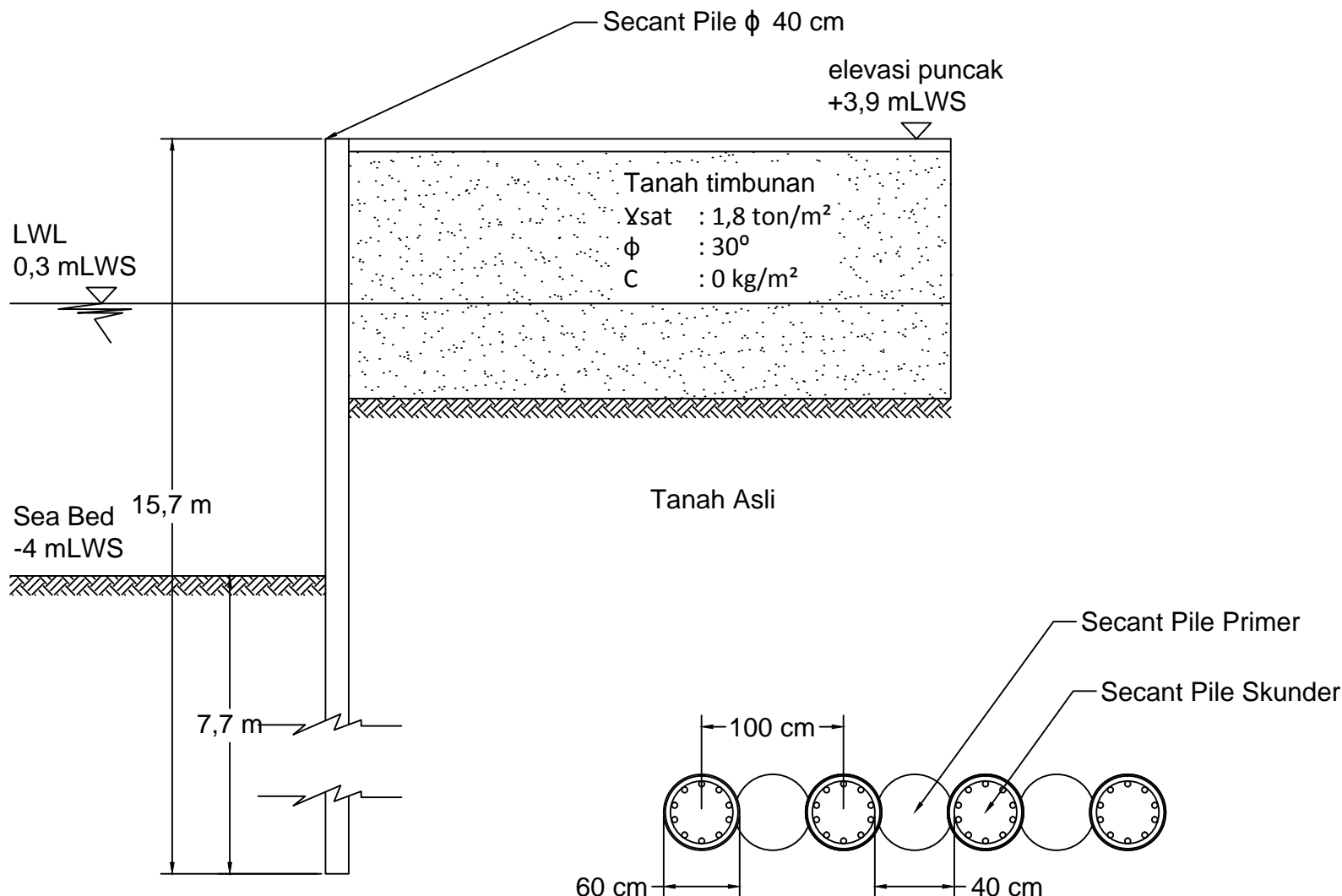
Nama & NRP Mahasiswa

Afidatul Dwi Nanda
3114100095

Nama Gambar

Potongan Melintang Perkuatan
Tegak Alternatif 2
Profil Secant Pile

No. Gambar	Halaman
6	177



Potongan Melintang Perkuatan
Lereng Tegak Alternatif 2

Skala 1:100



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Perencanaan Perkuatan
Tanah Untuk Pelabuhan
Kapal Pesiar Zona B
Marina Boom
Banyuwangi

Dosen Pembimbing

Ir. Suwarno, M.Eng
Prof. Ir. Noor Endah, MSc, PhD

Keterangan

Revisi	Tanggal	Catatan

Nama & NRP Mahasiswa

Afidatul Dwi Nanda
3114100095

Nama Gambar

Potongan Melintang Perkuatan
Lereng Miring Alternatif 1

No. Gambar	Halaman
7	178

Geotextile (T=31,5 kN/m)

Pasangan Batu Pelindung

elevasi timbunan
+3,528 mLWS

1 : 1,5

Sub Drain Gabion
dipasang tiap 9 m
arah horizontal

LWL
0,3 mLWS

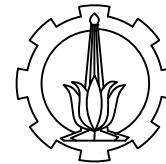
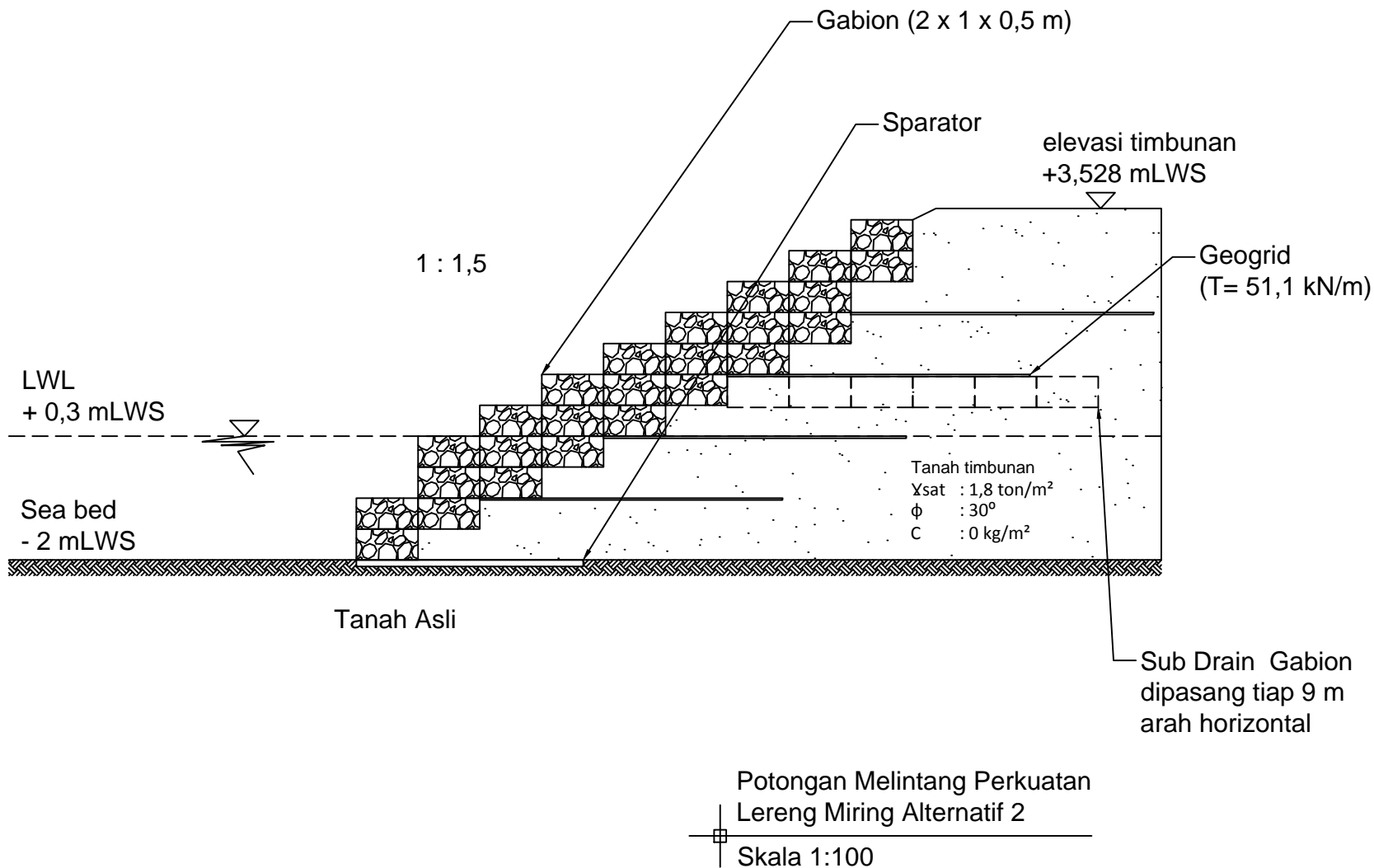
Sea bed
-2 mLWS

Tanah timbunan
 γ_{sat} : 1,8 ton/m²
 ϕ : 30°
C : 0 kg/m²

Tanah Asli

Potongan Melintang Perkuatan
Lereng Miring Alternatif 1

Skala 1:100



Departemen Teknik Sipil
 Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumihan
 Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Perencanaan Perkuatan Tanah Untuk Pelabuhan Kapal Pesiar Zona B Marina Boom Banyuwangi

Dosen Pembimbing

Ir. Suwarno, M.Eng
 Prof. Ir. Noor Endah, MSc, PhD

Keterangan

Revisi	Tanggal	Catatan

Nama & NRP Mahasiswa

Afidatul Dwi Nanda
 3114100095

Nama Gambar

Potongan Melintang Perkuatan Lereng Miring Alternatif 2

No. Gambar	Halaman
8	179



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Perencanaan Perkuatan
Tanah Untuk Pelabuhan
Kapal Pesiar Zona B
Marina Boom
Banyuwangi

Dosen Pembimbing

Ir. Suwarno, M.Eng
Prof. Ir. Noor Endah, MSc, PhD

Keterangan

Revisi	Tanggal	Catatan

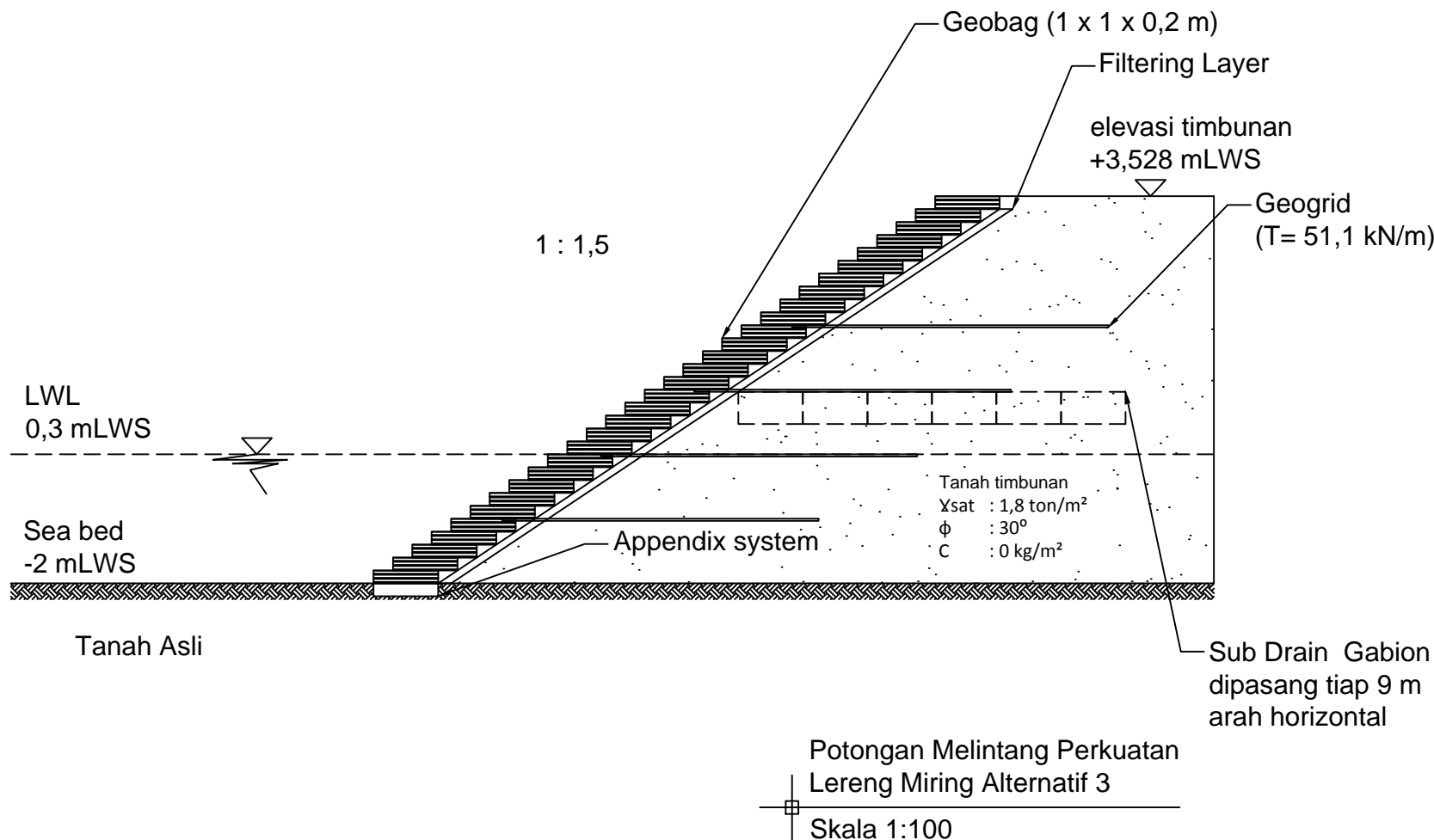
Nama & NRP Mahasiswa

Afidatul Dwi Nanda
3114100095

Nama Gambar

Potongan Melintang Perkuatan
Lereng Miring Alternatif 3

No. Gambar	Halaman
9	180








Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)
Jurusan Teknik Sipil It 2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	Ir. SUWARNO, M.Eng
NAMA MAHASISWA	AFIDATUL DWI NANDA
NRP	0311149 0000095
JUDUL TUGAS AKHIR	PERENCANAAN PERKUATAN TANAH UNTUK PELABUHAN KAPAL PESUR ZONA B MARINA BOOM BANYUWANGI
TANGGAL PROPOSAL	25 JANUARI 2018
NO. SP-MMTA	62 01 24 / IT2.VI.1.1 / PP.05.02.00 / 2018

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	2/09/2018	- konsultasi perubahan metodologi : tidak jadi ada mooring dolphin dan breasting dolphin	- Diganti menjadi fender dan boulder yang menempel langsung di dermaga	SW
2.	18/09/2018	- Asistensi perkuatan dermaga menggunakan sheet pile steel pipe	- Beban dari boulder disalurkan ke mana saja, perlu dicari - Steel pipe dicek dulu tekuknya lehernya → baru dikeri beton didalamnya.	SW
3.	16/09/2018	-	- Pondasi dermaga menggunakan borpile → cek dulu kekakuan jika pasir saja tidak memenuhi pakai beton	SW
4.	23/05/2018	- Pertimbangan penggunaan borpile dengan pondasi menerus → segi daya dukung → segi biaya - Metode untuk perkuatan tanah zona A & B	- Pakai pondasi menerus  → untuk pondasi dekat sheet pile  → untuk pondasi ujung yg lain - Balok sebagai simple beam bahan balok 	SW



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	:	
NAMA MAHASISWA	:	
NRP	:	
JUDUL TUGAS AKHIR	:	
TANGGAL PROPOSAL	:	
NO. SP-MMTA	:	

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
5.	5/6/2018	<ul style="list-style-type: none"> - Perencanaan sheet pile - Perencanaan soldier pile - Perencanaan secant pile - Perencanaan angkur dan sheet pile clermaga - Perencanaan Gabion - Perencanaan geotextile - Perencanaan geotube 	<ul style="list-style-type: none"> - Boulder dibuatkan pondasi sendiri - Bawah gabion diberi geotextile sebagai separator 	



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

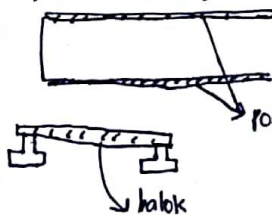
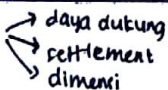
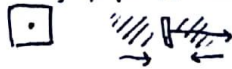
Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Prof. Ir. NOOR ENDAH, M.Sc, Ph.D
NAMA MAHASISWA	: AFIDATUL DWI NANDA
NRP	: 03111490000095
JUDUL TUGAS AKHIR	: PERENCANAAN PERKUATAN TANAH UNTUK PELABUHAN KAPAL PESIAR ZONA B MARINA BOOM BANYUWANGI
TANGGAL PROPOSAL	: 25 JANUARI 2018
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	9/09/2018	- Data tanah yang akan digunakan	- Grafik hubungan antar parameter tanah dari 2 zona - Lihat perbedaan mencodok atau tidak antara sandir dengan borlog	<u>Kom</u>
2.	17/05/2018	- Metode yang digunakan untuk pondasi dermaga - Bentuk profil sheet pile	- Pondasi menerus  - lebih murah dan mudah ret defleksi	<u>Kom</u>
3.	23/05/2018	- Pondasi menerus 	- Pondasi kanan dan kiri dibuat beda bentuk	<u>Kom</u>
4.	7/05/2018	- Perhitungan angkur deadman - Perhitungan soldier & secant pile - Perhitungan geotextile	- Hitung gaya yg diterima deadman  - Cari panjang lagging berdasarkan spek yg ada	<u>Kom</u>
5.	21/06/2018	Perhitungan lagging soldier pile	- Tidak perlu ditampilkan karena - P dari secant pile diterima as keas	<u>Kom</u>

BIODATA PENULIS



Penulis bernama Afidatul Dwi Nanda yang dilahirkan di Kediri pada 21 April 1995 dan merupakan anak kedua dari dua bersaudara. Penulis besar di Kabupaten Kediri dan mulai merantau pada tahun 2014. Penulis memulai jenjang pendidikan di SDN Kawedusan I Plosoklaten Kab. Kediri, SMP I Gurah Kab. Kediri, dan SMA Negeri 2 Kota Kediri hingga lulus pada tahun 2014. Pada tahun yang sama penulis melanjutkan studi perguruan tinggi tingkat sarjana di Departemen Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Di Departemen Teknik Sipil, penulis mengambil judul Tugas Akhir di bidang Geoteknik. Semasa kuliah penulis aktif melakukan pengembangan diri khususnya di bidang manajerial dan sosial masyarakat. Penulis pernah mengikuti pelatihan LKMM Pra-Tingkat Dasar BEM FTSP ITS, LKMM Tingkat Dasar Himpunan Mahasiswa Sipil ITS dan Pelatihan Pemandu (PP) LKMM BEM FTSP ITS. Selain itu penulis juga aktif berorganisasi dalam Himpunan Mahasiswa Sipil sebagai ketua departemen Sosial Masyarakat dan ikut serta dalam kegiatan sosial masyarakat di Surabaya. Penulis sangat tertarik dengan dunia sosial masyarakat. Penulis dapat dihubungi melalui : afidatuldn@gmail.com.